



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



Regione Lombardia

Provincia di Milano

Legge n. 345/97

Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale
all'aeroporto di Malpensa 2000

(CONVENZIONE DEL 29.10.1999)

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta
e la Tangenziale ovest di Milano
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

D - OPERE D'ARTE MAGGIORI

TRATTA C : ALBAIRATE - OZZERO
VI03 - Svincolo n.10 (Progr.Km 0+973)
Viadotto L=600m: relazione di calcolo

Revisioni	Controllato	Approvato	Data :Dicembre 2008.....	Scala :-.....
			Agg.to :Novembre 2014.....	All.to n.D.9.8.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



errevia s. r. l.
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

(Handwritten signature of Alberto Rinaldi)

Visto

La Direzione Centrale Progettazione :

Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto

Il Responsabile del Procedimento :

Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

INDICE

1. INTRODUZIONE2. NORMATIVA E MATERIALI

- 2.1 Normativa adottata
 - 2.1.1 Impalcato
 - 2.1.2 Fondazioni
- 2.2 Caratteristiche dei materiali
 - 2.2.1 Acciaio
 - 2.2.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.
 - 2.2.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato
 - 2.2.1.3 Acciaio in trefoli per post - tensione
 - 2.2.2 Conglomerato cementizio
 - 2.2.2.1 Conglomerato cementizio per la soletta d'impalcato
 - 2.2.2.2 Conglomerato cementizio per le spalle
 - 2.2.2.3 Conglomerato cementizio per le sottostrutture tradizionali
 - 2.2.2.4 Conglomerato cementizio per sottostrutture delle pile a cavalletto
 - 2.2.2.5 Conglomerato cementizio per le fondazioni delle spalle
 - 2.2.2.6 Conglomerato cementizio per le fondazioni delle sottostrutture tradizionali
 - 2.2.2.7 Conglomerato cementizio per le fondazioni delle pile a cavalletto
 - 2.2.2.8 Conglomerato cementizio per i pali

3. STATICA GLOBALE

- 3.1 Modellazione a graticcio
 - 3.1.1 Rigidezze flessionali
 - 3.1.2 Rigidezze torsionali
- 3.2 Caratteristiche delle sezioni
 - 3.2.1 Calcolo larghezza soletta collaborante
 - 3.2.1.1 Campata $L=60$ mt
 - 3.2.1.2 Continuità $I_1=60,00$ mt $I_2=60,00$ mt
 - 3.2.2 Caratteristiche geometriche
 - 3.2.2.1 Travi principali
 - 3.2.2.2 Inerzie in continuità
 - 3.2.2.2 Traversi
 - 3.2.2.2.1 Traverso di campata
 - 3.2.2.2.2 Traverso agli appoggi
- 3.3 Analisi dei carichi
 - 3.3.1 Impalcato metallico
 - 3.3.2 Soletta in c.a.
 - 3.3.3 Carico permanente
 - 3.3.4 Carico accidentale
 - 3.3.4.1 Accidentale mezzi
 - 3.3.4.1.1 Condizioni di carico trasversali
 - 3.3.4.1.2 Condizioni di carico longitudinali
 - 3.3.4.3 Combinazioni di carico
- 3.4 Deformazione termica
- 3.5 Ritiro
 - 3.5.1 Determinazione dei parametri di ritiro
 - 3.5.2 Effetti primari del ritiro
 - 3.5.3 Effetti secondari del ritiro
- 3.6 Combinazioni di carico
- 3.7 Criteri di calcolo
- 3.8 Analisi strutturale

4. VERIFICHE FONDAMENTALI

- 4.1 Travi principali
- 4.2 Traversi

- 4.2.1 Traversi H = 240 cm
 - 4.2.1.1 Correnti superiori
 - 4.2.1.2 Diagonali
- 4.2.2 Traversi H = 178 cm
 - 4.2.2.1 Correnti superiori
 - 4.2.2.2 Diagonali

5. VERIFICHE PARTICOLARI

- 5.1 Verifica dei connettori
 - 5.1.1 Resistenza di calcolo dei connettori
 - 5.1.2 Caratteristiche geometriche
 - 5.1.3 Azioni sui pioli
 - 5.1.3.1 Concio C5
 - 5.1.3.2 Concio A1

6. AZIONI AGLI APPOGGI

- 6.1 Azioni verticali
- 6.2 Azioni orizzontali
 - 6.2.1 Azione longitudinale di frenamento
 - 6.2.2 Azione trasversale del vento
 - 6.2.3 Azione d'attrito
- 6.3 Escursione dei giunti

7. PILE

- 7.1 Tipologia a cavalletto
 - 7.1.1 Azioni verticali
 - 7.1.1.1 Pesi propri
 - 7.1.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato
 - 7.1.1.3 Eccentricità longitudinale dei carichi trasmessi dall'impalcato
 - 7.1.2 Azioni orizzontali
 - 7.1.2.1 Frenamento
 - 7.1.2.2 Spinta trasversale del vento
 - 7.1.2.3 Urto dei veicoli in svio
 - 7.1.2.4 Azione di attrito
 - 7.1.2.5 Sisma
 - 7.1.2.5.1 Azione sismica trasmessa dall'impalcato
 - 7.1.2.5.2 Azione sismica agente sulle pile
 - 7.1.3 Pali
 - 7.1.3.1 Combinazioni di carico
 - 7.1.3.2 Azione assiale sui pali
 - 7.1.3.3 Verifica dei pali
 - 7.1.3.2.1 Verifica a pressoflessione - NMax
 - 7.1.3.2.2 Verifica a pressoflessione - NMin
 - 7.1.3.2.3 Verifica a taglio
 - 7.1.4 Valutazione della capacità portante dei pali di fondazione
 - 7.1.4.1 Valutazione della portata ultima laterale
 - 7.1.4.2 Valutazione della portata ultima di base
 - 7.1.4.3 Coefficiente di correlazione
 - 7.1.4.4 Curve di capacità portante
 - 7.1.5 Verifica delle fondazioni
 - 7.1.6 Verifica della sottostruttura
 - 7.1.6.1 Calcolo delle sollecitazioni pila tipica
 - 7.1.6.2 Combinazioni di carico
 - 7.1.6.3 Verifica del traverso
 - 7.1.6.4 Calcolo delle sollecitazioni pila 5
 - 7.1.6.5 Verifica del traverso pila 5
 - 7.1.6.6 Verifica elementi inclinati: sezione d'incastro sulla fondazione
 - 7.1.6.7 Verifica elementi inclinati: sezione d'incastro sul traverso

- 7.2 Tipologia tradizionale a fusto singolo
 - 7.2.1 Azioni verticali
 - 7.2.1.1 Pesi propri
 - 7.2.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato
 - 7.2.1.3 Eccentricità longitudinale dei carichi trasmessi dall'impalcato
 - 7.2.2 Azioni orizzontali
 - 7.2.2.1 Frenamento
 - 7.2.2.2 Spinta trasversale del vento
 - 7.2.2.3 Urto dei veicoli in svio
 - 7.2.2.4 Azione di attrito
 - 7.2.2.5 Sisma
 - 7.2.2.5.1 Azione sismica trasmessa dall'impalcato
 - 7.2.2.5.2 Azione sismica agente sulle pile
 - 7.2.3 Pali
 - 7.2.3.1 Combinazioni di carico
 - 7.2.3.2 Azione assiale sui pali
 - 7.2.3.3 Verifica dei pali
 - 7.2.3.2.1 Verifica a pressoflessione - NMax
 - 7.2.3.2.2 Verifica a pressoflessione - NMin
 - 7.2.3.2.3 Verifica a taglio
 - 7.2.4 Valutazione della capacità portante dei pali di fondazione
 - 7.2.4.1 Valutazione della portata ultima laterale
 - 7.2.4.2 Valutazione della portata ultima di base
 - 7.2.4.3 Coefficiente di correlazione
 - 7.2.4.4 Curve di capacità portante
 - 7.2.5 Verifica della fondazione
 - 7.2.6 Verifica del fusto
 - 7.2.6.1 Azioni alla base
 - 7.2.6.2 Verifiche a pressoflessione
 - 7.2.7 Verifica del pulvino
 - 7.2.7.1 Azioni sul pulvino
 - 7.2.7.2 Verifica a flessione semplice
 - 7.2.7.3 Verifica a taglio
- 7.3 Tipologia tradizionale a fusto doppio
 - 7.3.1 Azioni verticali
 - 7.3.1.1 Pesi propri
 - 7.3.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato
 - 7.3.1.3 Eccentricità longitudinale dei carichi trasmessi dall'impalcato
 - 7.3.2 Azioni orizzontali
 - 7.3.2.1 Frenamento
 - 7.3.2.2 Spinta trasversale del vento
 - 7.3.2.3 Urto dei veicoli in svio
 - 7.3.2.4 Azione di attrito
 - 7.3.2.5 Sisma
 - 7.3.2.5.1 Azione sismica trasmessa dall'impalcato
 - 7.3.2.5.2 Azione sismica agente sulle pile
 - 7.3.3 Pali
 - 7.3.3.1 Combinazioni di carico
 - 7.3.3.2 Azione assiale sui pali
 - 7.3.3.3 Verifica dei pali
 - 7.3.3.2.1 Verifica a pressoflessione - NMax
 - 7.3.3.2.2 Verifica a pressoflessione - NMin
 - 7.3.3.2.3 Verifica a taglio
 - 7.3.4 Valutazione della capacità portante dei pali di fondazione
 - 7.3.4.1 Valutazione della portata ultima laterale
 - 7.3.4.2 Valutazione della portata ultima di base
 - 7.3.4.3 Coefficiente di correlazione
 - 7.3.4.4 Curve di capacità portante
 - 7.3.5 Verifica delle fondazioni

- 7.3.6 Verifica del fusto
 - 7.3.6.1 Azioni alla base
 - 7.3.6.2 Verifiche a pressoflessione
- 7.3.7 Verifica del pulvino
 - 7.3.7.1 Azioni sul pulvino
 - 7.3.7.2 Verifica a flessione semplice
 - 7.3.7.3 Verifica a taglio

8. SPALLE

8.1 Spalla A

- 8.1.1 Azioni verticali trasmesse dall'impalcato
- 8.1.2 Azioni orizzontali
 - 8.1.2.1 Spinta del terreno
 - 8.1.2.2 Azione di attrito degli appoggi
 - 8.1.2.3 Frenamento
 - 8.1.2.4 Spinta trasversale del vento
 - 8.1.2.5 Urto dei veicoli in svio
 - 8.1.2.6 Azione sismica
 - 8.1.2.6.1 Azione sismica trasmessa dall'impalcato
 - 8.1.2.6.2 Azione sismica agente sul terreno e sulla spalla
 - 8.1.2.7 Azioni sui pali
- 8.1.3 Combinazioni di carico
- 8.1.4 Azioni sui pali
- 8.1.5 Verifiche
 - 8.1.5.1 Verifica a stabilità
 - 8.1.5.2 Verifica dei pali
 - 8.1.5.2.1 Verifica a pressoflessione - NMax
 - 8.1.5.2.2 Verifica a pressoflessione - NMin
 - 8.1.5.2.3 Verifica a taglio
- 8.1.6 Valutazione della capacità portante dei pali di fondazione
 - 8.1.6.1 Valutazione della portata ultima laterale
 - 8.1.6.2 Valutazione della portata ultima di base
 - 8.1.6.3 Coefficiente di correlazione
 - 8.1.6.4 Curve di capacità portante

8.2 Spalla B

- 8.2.1 Azioni verticali trasmesse dall'impalcato
- 8.2.2 Azioni orizzontali
 - 8.2.2.1 Spinta del terreno
 - 8.2.2.2 Azione di attrito degli appoggi
 - 8.2.2.3 Frenamento
 - 8.2.2.4 Spinta trasversale del vento
 - 8.2.2.5 Urto dei veicoli in svio
 - 8.2.2.6 Azione sismica
 - 8.2.2.6.1 Azione sismica trasmessa dall'impalcato
 - 8.2.2.6.2 Azione sismica agente sul terreno e sulla spalla
 - 8.2.2.7 Azioni sui pali
- 8.2.3 Combinazioni di carico
- 8.2.4 Azioni sui pali
- 8.2.5 Verifiche
 - 8.2.5.1 Verifica a stabilità
 - 8.2.5.2 Verifica dei pali
 - 8.2.5.2.1 Verifica a pressoflessione - NMax
 - 8.2.5.2.2 Verifica a pressoflessione - NMin
 - 8.2.5.2.3 Verifica a taglio
- 8.2.6 Valutazione della capacità portante dei pali di fondazione
 - 8.2.6.1 Valutazione della portata ultima laterale
 - 8.2.6.2 Valutazione della portata ultima di base
 - 8.2.6.3 Coefficiente di correlazione
 - 8.2.6.4 Curve di capacità portante

1. INTRODUZIONE

Il ponte oggetto della presente relazione di calcolo presenta una larghezza trasversale variabile tra 12,71 e 22,51 mt, di cui 2,00 mt di cordoli laterali e la restante parte di pavimentato. In senso longitudinale è costituito da 11 campate di luce $7 \times 60,00 + 40,00 + 60,00 + 2 \times 40,00$ mt, misurate in asse agli appoggi.

Il ponte tipo in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-clt con schema statico di trave in semplice appoggio.

IMPALCATO IN ACCIAIO

L'impalcato è realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo ed è costituito da cinque travi metalliche, per le campate 1, 2, 4, 6 e 9, sei travi per le campate 3, 5, 7 e 8 e quattro per le ultime due campate. L'altezza delle travi è variabile tra 240 cm in corrispondenza degli appoggi e 178 cm in campata. Tale struttura metallica è segmentata in 21 diverse tipologie di conci e la sezione trasversale è irrigidita trasversalmente.

SOLETTA IN CALCESTRUZZO

All'estradosso delle travi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo dei connettori a taglio (connettori a piolo) opportunamente saldati sull'ala superiore della trave. La soletta, dello spessore complessivo di 30 cm, è costituita da predalle tralicciate di spessore 5 cm e da un getto integrativo di 25 cm.

APPOGGI

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera oggetto della presente relazione si è deciso di utilizzare isolatori elastomerici, composti essenzialmente da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre d'acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi verticali permanenti ed accidentali mediante azioni perpendicolari agli strati.

SPALLE

Le spalle sono di tipo massiccio in calcestruzzo armato con muri andatori. La spalla A di larghezza pari a 15,17 mt è caratterizzata da un'altezza complessiva pari a circa 10,52 mt, di cui 3,52 mt di paraghiaia e 7,00 mt di un muro frontale; la spalla B di larghezza pari a 12,71 mt presenta invece un'altezza complessiva pari a circa 8,56 mt, di cui 3,06 mt di paraghiaia e 5,50 mt di un muro frontale. I muri frontali non sono irrigiditi da setti interni ed entrambe si innestano su plinto di fondazione di spessore 1,75 mt e dimensioni in pianta 18,00 x 12,80 mt per la spalla A e 16,80 x 12,80 mt per la spalla B, in cui si inseriscono pali trivellati \varnothing 1.200 mm.

PILE

Il viadotto in esame è caratterizzato da tre tipologie di pile: una tipologia a cavalletto in c.a.p., una di tipo tradizionale a singolo fusto circolare e una anch'essa tradizionale a doppio fusto circolare.

La tipologia a cavalletto, che si riscontra nelle prime sei pile, è composta da un traverso a sezione trapezoidale di altezza pari a 300 cm, base maggiore 210 cm e minore 145 cm. Il traverso è sostenuta da due elementi inclinati di circa 68° rispetto all'orizzontale che presentano sezione variabile con l'altezza tra 200 x 300 cm e 200 x 230 cm. Sia il traverso che gli elementi inclinati costituenti la pila a cavalletto presentano cavi di post tensione costituiti da trefoli compatti da 0,6", in particolare nel traverso sono disposti 10 cavi da 30 trefoli ad andamento parabolico su tre strati, mentre negli elementi inclinati è presente un unico strato composto da 6 cavi da 22 trefoli. Gli elementi inclinati si innestano in due diversi plinti di spessore 3,00 mt e di dimensioni in pianta pari a 7,10 x 17,30 mt, in cui si inseriscono 11 pali trivellati \varnothing 1.200 mm.

Le tipologie tradizionali sono realizzate in cemento armato gettato in opera. La tipologia a fusto doppio, tipica delle pile 7 e 8, mentre quella a fusto singolo caratterizza le ultime due pile. La tipologia a fusto doppio presenta un pulvino di spessore 1,90 mt, altezza circa 2,30 cm e larghezza variabile tra 16,00 mt all'estradosso e 8,50 all'intradosso; il pulvino si innesta in due fusti circolari di diametro 2,50 mt e che si inseriscono in un unico plinto di spessore 2,00 mt e di dimensioni in pianta pari a 7,00 x 16,00 mt, in cui si incastrano 11 pali trivellati \varnothing 1.200 mm. La tipologia a fusto singolo presenta un pulvino di spessore 1,90 mt, altezza circa 2,30 cm e larghezza all'estradosso pari a 13,80 mt per la pila 9 in corrispondenza della quale l'impalcato è costituito da cinque travi e pari a 10,80 mt per la pila 10 dove l'impalcato è costituito da quattro travi; il pulvino si innesta nel fusto circolare di diametro 2,50 mt e che si inserisce in un plinto di spessore 2,00 mt e di dimensioni in pianta pari a 7,10 x 12,20 mt, in cui si inseriscono 8 pali trivellati \varnothing 1.200 mm.

2. NORMATIVA E MATERIALI

2.1 NORMATIVA ADOTTATA

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

2.1.1 IMPALCATO

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 9/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- C.N.R. - U.N.I. 10011 - 97: "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- C.N.R. - U.N.I. 10016 - 00: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- C.N.R. - U.N.I. 10030 - 87: "Costruzioni in acciaio. Anime irrigidite di travi a parete piena".
- D.M. 14/01/2008: "Norme Tecniche per le costruzioni".

2.1.2 FONDAZIONI

- D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle Rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.2.1 ACCIAIO

2.2.1.1 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per $\phi \leq 26$ mm

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 4.500 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 5.400 \text{ Kg/cm}^2$

La tensione di design risultano:

$$\text{per lo S.L.U.} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{per lo S.L.E.} \quad f_{yd,eserc} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,25} = 3.600 \text{ Kg/cm}^2$$

2.2.1.2 ACCIAIO PER LA CARPENTERIA METALLICA DELL'IMPALCATO

Acciaio tipo S335JR (Fe 510)

- Tensione di rottura: $f_t \geq 5.100 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 3.550 \text{ Kg/cm}^2$

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008):

- Tensione di design $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ Kg/cm}^2$

2.2.1.3 ACCIAIO IN TREFOLI PER POST - TENSIONE

Trefolo compatto violato e ingrassato:

Area		165	mm ²
	$f_{p0,1k} \geq$	1.860	MPa
Tiro al martinetto monotrefolo	T =	220	KN

2.2.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

2.2.2.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LA SOLETTA DI IMPALCATO

classe di resistenza	C30/37		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	34.672	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	30,71	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	38,71	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	17,40	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,94	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,06	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,47	N/mm ²

2.2.2.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LE SPALLE

classe di resistenza	C25/30		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	31.220	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	24,90	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	32,90	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,55	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,14	N/mm ²

2.2.2.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LE SOTTOSTRUTTURE TRADIZIONALI

classe di resistenza	C28/35		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	33.721	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	37,05	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,38	N/mm ²

2.2.2.4 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOTTOSTRUTTURE DELLE PILE A CAVALLETTO

classe di resistenza	C35/45		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	38,237	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	37,35	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	45,35	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	21,16	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,35	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,35	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,82	N/mm ²

2.2.2.5 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LE FONDAZIONI DELLE SPALLE

classe di resistenza	C25/30		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	31.220	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	24,90	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	32,90	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,55	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,14	N/mm ²

2.2.2.6 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LE FONDAZIONI DELLE SOTTOSTRUTTURE TRADIZIONALI

classe di resistenza	C28/35		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	33.721	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	37,05	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,38	N/mm ²

2.2.2.7 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LE FONDAZIONI DELLE PILE A CAVALLETTO

classe di resistenza	C32/40		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	36.050	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33,20	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	41,20	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,81	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,60	N/mm ²

2.2.2.6 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER I PALI

classe di resistenza	C25/30		
modulo elastico istantaneo	$E_c =$	31.220	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	24,90	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	32,90	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,55	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,14	N/mm ²

3. STATICA GLOBALE

3.1 MODELLAZIONE A GRATICCIO

Il ponte in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi.

Il modello a graticcio è articolato su 8 campate di luce rispettivamente $4 \times 60 + 40 + 60 + 2 \times 40$ e con sezione trasversale a 5 travi distanti 3,00 mt. Tale modello è rappresentativo di tutti gli stati di sollecitazione del viadotto.

Vengono individuate due fasi fondamentali:

1^a Fase: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste e dalla soletta in c.a.;

2^a Fase: la soletta di impalcato di spessore pari a 30 cm, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti ed accidentali.

3.1.1 RIGIDENZE FLESSIONALI

La schematizzazione a graticcio non permette di valutare la rigidità ed il collegamento trasversale esercitato fra le travi longitudinali dalla soletta in c.a.; tale rigidità viene considerata tramite l'analisi della distribuzione dei carichi, sia permanenti che accidentali, fra le varie nervature.

Lo schema assunto per tale ridistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

3.1.2 RIGIDENZE TORSIONALI

Non essendo l'impalcato torsiorigido per la mancanza di controventi, la rigidità torsionale dell'impalcato viene valutata assegnando a ciascuna delle travi principali la propria rigidità torsionale per solo acciaio.

3.2 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

3.2.1 CALCOLO LARGHEZZA SOLETTA COLLABORANTE

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (4.3.2 \text{ D.M. 2008})$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min (L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 3.1).

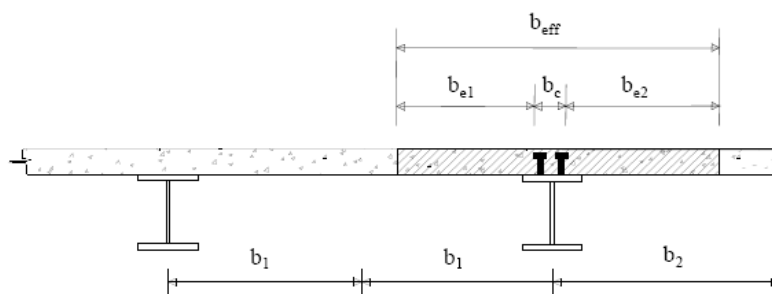
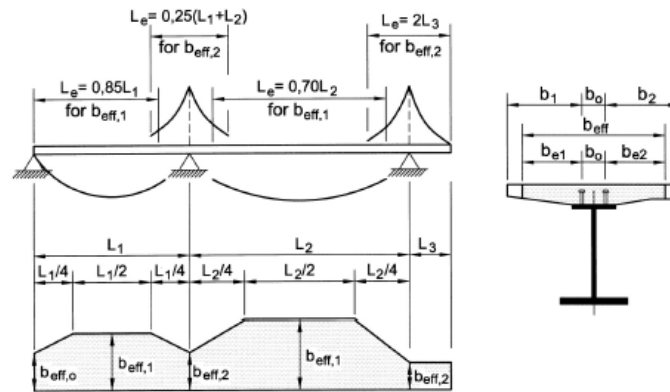


Figura 3.1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella figura seguente



Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$\text{dove } \beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

3.2.1.1 CAMPATA L=60,00 MT

TRAVE LATERALE

$$b_{\text{ef1}} : b = 175 - 15 = 160 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{160}{0,70 \cdot 6.000} = 0,038 \Rightarrow \eta = 0,88$$

$$b_{\text{ef1}} = 160 \cdot 0,88 = 141 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ef2}} : b = \frac{300 - 30}{2} = 135 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{135}{0,70 \cdot 6.000} = 0,032 \Rightarrow \eta = 0,90$$

$$b_{\text{ef2}} = 135 \cdot 0,90 = 121 \text{ cm}$$

$$B = 30 + 141 + 121 = 292 \text{ cm}$$

TRAVE CENTRALE

$$B = 30 + 121 + 121 = 272 \text{ cm}$$

3.2.1.2 CONTINUITA' L₁=60,00 MT L₂=60,00 MT

TRAVE LATERALE

$$b_{\text{ef1}} : b = 175 - 20 = 155 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{155}{0,25 \cdot (6.000 + 6.000)} = 0,05 \Rightarrow \eta = 0,83$$

$$b_{\text{ef1}} = 155 \cdot 0,83 = 129 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ef2}} : b = \frac{300 - 40}{2} = 130 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{130}{0,25 \cdot (6.000 + 6.000)} = 0,043 \Rightarrow \eta = 0,86$$

$$b_{\text{ef2}} = 130 \cdot 0,86 = 112 \text{ cm}$$

$$B = 129 + 112 + 40 = 281 \text{ cm}$$

TRAVE CENTRALE

$$B = 112 + 112 + 40 = 264 \text{ cm}$$

Nei calcoli si assume prudenzialmente una larghezza collaborante di 264 cm.

3.2.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

3.2.2.1 TRAVI PRINCIPALI

		D1	A3	B3	B1	A1	B2	B7	B4
	H(cm)	240	240	240	209	178	209	209	209
ALA	spess	2,0	3,5	4,0	4,0	2,0	2,5	3,0	3,0
SUPERIORE	largh	60	60	80	80	60	80	80	80
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SUPERIORE	largh	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ALA	spess	3,0	3,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,0
INFERIORE	largh	90	90	90	70	70	70	70	90
RADDOPPIO	spess	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
INFERIORE	largh	0	75	0	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	1,4	1,4	1,6	1,6	1,4	1,6	1,6	1,6
PREDALLE	spess	5	5	5	5	5	5	5	5
SOLETTA	spess	30	30	30	30	30	30	30	30
SOLETTA	spess	25	25	25	25	25	25	25	25
COLLAB.	largh	264	264	264	264	264	264	264	264
SEZIONE	A (cm ²)	719	991	1.051	922	641	804	843	835
METALLICA	y _i (cm)	96	91	116	109	68	95	100	101
	J _x (cm ⁴)	6.576.737	9.836.851	11.112.989	7.369.057	3.355.996	6.105.883	6.570.240	6.514.925
	J _y (cm ⁴)	218.304	333.193	413.746	285.069	150.373	221.069	242.402	310.319
	J _{torc} (cm ⁴)	1.185	2.269	3.943	3.474	1.811	2.186	2.489	1.807
SOLETTA	A (cm ²)	1.081	1.353	1.414	1.284	1.003	1.166	1.206	1.197
COLLAB.	y _i (cm)	150	136	152	142	114	136	138	139
18,21	J _x (cm ⁴)	12.912.548	17.185.180	16.565.586	10.982.552	7.147.647	10.458.543	10.647.230	10.526.962
	J _y (cm ⁴)	2.323.345	2.438.235	2.518.787	2.390.110	2.255.414	2.326.110	2.347.443	2.415.360
	J _{torc} (cm ⁴)	1.185	2.269	3.943	3.474	1.811	2.186	2.489	1.807
SOLETTA	A (cm ²)	1.806	2.078	2.139	2.009	1.728	1.891	1.931	1.922
COLLAB.	y _i (cm)	193	178	188	173	148	171	171	172
6,07	J _x (cm ⁴)	17.979.189	24.212.350	21.945.296	14.318.405	9.983.356	14.180.889	14.229.945	14.033.281
	J _y (cm ⁴)	6.533.427	6.648.317	6.728.869	6.600.192	6.465.496	6.536.193	6.557.526	6.625.443
	J _{torc} (cm ⁴)	1.185	2.269	3.943	3.474	1.811	2.186	2.489	1.807
SOLETTA	A (cm ²)	1.067	1.339	1.399	1.269	989	1.152	1.191	1.183
COLLAB.	y _i (cm)	148	134	151	141	113	135	137	138
18,98	J _x (cm ⁴)	12.739.050	16.964.307	16.399.174	10.875.906	7.047.664	10.335.043	10.529.901	10.411.835
	J _y (cm ⁴)	2.237.945	2.352.835	2.433.388	2.304.710	2.170.014	2.240.711	2.262.044	2.329.961
	J _{torc} (cm ⁴)	1.185	2.269	3.943	3.474	1.811	2.186	2.489	1.807
2,20E-04	Nr,tot (kg)	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05
	κ	6,5536E-07	5,5477E-07	4,9773E-07	6,0034E-07	8,9828E-07	6,8058E-07	6,5084E-07	6,5201E-07
	Δt/h	6,6	5,5	5,0	6,0	9,0	6,8	6,5	6,5

		A2	B5	B8	A4	B6	B9	A5	D2
	H(cm)	178	209	209	178	209	209	178	178
ALA	spess	3,5	2,0	1,8	1,8	2,5	2,5	2,5	1,8
SUPERIORE	largh	60	80	50	50	80	80	60	50
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SUPERIORE	largh	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ALA	spess	2,5	3,0	3,0	2,0	3,0	3,0	4,0	2,5
INFERIORE	largh	90	90	70	50	90	90	70	70
RADDOPPIO	spess	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
INFERIORE	largh	75	0	0	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	1,4	1,4	1,2	1,2	1,6	1,4	1,2	1,4
PREDALLE	spess	5	5	5	5	5	5	5	5
SOLETTA	spess	30	30	30	30	30	30	30	30
SOLETTA	spess	25	25	25	25	25	25	25	25
COLLAB.	largh	264	264	264	264	264	264	264	264
SEZIONE	A (cm ²)	860	716	545	399	796	755	636	508
METALLICA	y _i (cm)	69	89	82	87	96	95	72	75
	J _x (cm ⁴)	4.904.864	5.396.777	3.774.345	1.999.815	6.057.542	5.913.497	3.587.509	2.551.552
	J _y (cm ⁴)	302.804	267.630	104.529	39.608	288.986	288.963	159.358	90.248
	J _{torc} (cm ⁴)	1.872	1.210	313	1.690	1.505	418	1.752	621
SOLETTA	A (cm ²)	1.222	1.078	907	761	1.158	1.117	998	871
COLLAB.	y _i (cm)	107	135	140	139	137	138	117	125
18,21	J _x (cm ⁴)	8.999.050	9.965.655	8.326.469	4.259.968	10.342.868	10.159.699	7.148.357	5.665.143
	J _y (cm ⁴)	2.407.846	2.372.671	2.209.571	2.144.650	2.394.027	2.394.004	2.264.399	2.195.289
	J _{torc} (cm ⁴)	1.872	1.210	313	1.690	1.505	418	1.752	621
SOLETTA	A (cm ²)	1.947	1.803	1.632	1.486	1.883	1.842	1.723	1.595
COLLAB.	y _i (cm)	140	172	178	166	171	173	150	157
6,07	J _x (cm ⁴)	12.635.925	13.615.317	11.391.508	5.501.147	13.986.081	13.661.988	9.799.964	7.674.288
	J _y (cm ⁴)	6.617.928	6.582.754	6.419.653	6.354.732	6.604.110	6.604.087	6.474.482	6.405.372
	J _{torc} (cm ⁴)	1.872	1.210	313	1.690	1.505	418	1.752	621
SOLETTA	A (cm ²)	1.208	1.063	893	747	1.143	1.103	984	856
COLLAB.	y _i (cm)	105	134	138	137	135	137	115	124
18,98	J _x (cm ⁴)	8.880.564	9.840.665	8.213.427	4.210.615	10.221.658	10.041.520	7.054.700	5.589.835
	J _y (cm ⁴)	2.322.446	2.287.272	2.124.171	2.059.250	2.308.628	2.308.605	2.179.000	2.109.890
	J _{torc} (cm ⁴)	1.872	1.210	313	1.690	1.505	418	1.752	621
2,20E-04	Nr,tot (kg)	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05	1,5460E+05
	κ	7,7548E-07	7,1948E-07	8,2059E-07	1,0546E-06	6,8171E-07	6,8532E-07	6,8833E-07	9,8278E-07
	Δt/h	7,8	7,2	8,2	10,5	6,8	6,9	8,7	9,8

3.2.2.2 INERZIE IN CONTINUITA'

Secondo quanto previsto dalla C.N.R. - U.N.I. 10016 - 85: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni", nelle zone a momento negativo, per tener conto della fessurazione della soletta in c.a., si deve trascurare il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate adiacenti all'appoggio intermedio; l'unico contributo di cui tener conto in tali zone è quello dato dalle armature longitudinali della soletta stessa.

Si riportano di seguito le inerzie assunte alla base dei calcoli nelle zone interessate.

		C3	C1	C2	C4	C5
	H(cm)	240	240	240	240	178
ALA SUPERIORE	spess	4,0	2,5	3,5	3,0	3,0
	largh	80	80	80	80	60
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	2,5	2,5	2,5	0,0	0,0
	largh	75,0	75,0	75,0	0,0	0,0
ALA INFERIORE	spess	4,0	3,0	3,5	4,0	3,5
	largh	90	90	90	90	70
RADDOPPIO INFERIORE	spess	3,0	3,0	3,0	0,0	0,0
	largh	85	85	85	0	0
ANIMA	spess	1,8	1,8	1,8	1,6	1,6
PREDALLE	spess	5	5	5	5	5
SOLETTA	spess	30	30	30	30	30
SOLETTA COLLAB.	spess	25	25	25	25	25
	largh	264	264	264	264	264
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	1.530	1.325	1.447	973	699
	y _i (cm)	112	108	112	106	81
	J _x (cm ⁴)	16.900.204	14.145.927	15.832.082	9.872.823	3.872.002
	J _y (cm ⁴)	655.199	530.450	603.491	371.080	154.100
	J _{torc} (cm ⁴)	5.223	2.827	4.027	2.325	1.405
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	5	5	5	5	5
	φ sup (mm)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	n° sup	26	26	26	26	26
	φ inf (mm)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	n° inf	26	26	26	26	26
	A (cm ²)	1.693	1.488	1.610	1.136	863
	y _i (cm)	126	124	127	127	103
J _x (cm ⁴)	20.000.163	17.362.483	18.918.613	13.067.773	5.593.690	

3.2.2.3 TRAVERSI

3.2.2.3.1 TRAVERSO DI CAMPATA

Il traverso di campata è composto da n° 2 elementi angolari 120 x 12 posti superiormente ed inferiormente, collegati da n° 2+2 elementi angolari 100 x 10 diagonali.

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 120 x 12):

Area: 27,50 cm²

J_{x-x} = J_{y-y}: 367,7 cm⁴

ρ_{x-x} = ρ_{y-y}: 3,65 cm

J_{torc}: ≅ 0 cm⁴

3.2.2.3.2 TRAVERSO AGLI APPOGGI

Il traverso sugli appoggi è composto da n° 4 elementi angolari 130 x 12 posti superiormente ed inferiormente, collegati da n° 2+2 elementi angolari 150 x 12 diagonali.

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 130 x 12):

Area: 30,00 cm²

J_{x-x} = J_{y-y}: 472,2 cm⁴

ρ_{x-x} = ρ_{y-y}: 3,97 cm

J_{torc}: ≅ 0 cm⁴

3.3 ANALISI DEI CARICHI

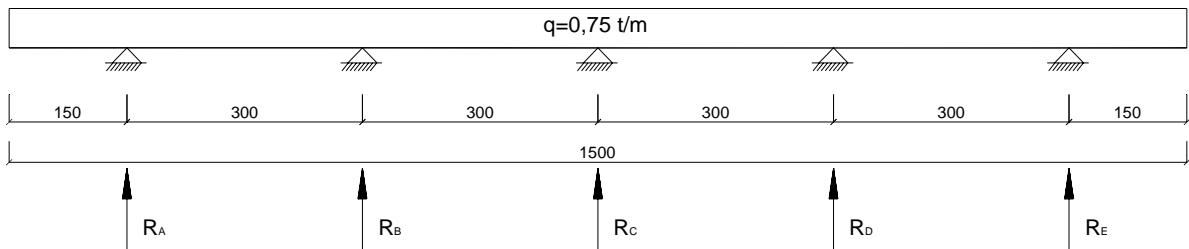
Si procede ora all'analisi dei carichi agenti sull'impalcato ed alla relativa ripartizione alle travi longitudinali in acciaio.

3.3.1 IMPALCATO METALLICO

Essendo le travi a sezione variabile, il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=7.850 \text{ Kg/m}^3$; tali pesi sono poi stati incrementati del 40% per considerare il peso di coprigiunti, saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, etc.

3.3.2 SOLETTA IN C.A.

$$q_{\text{soletta}} = 0,30 \cdot 2,500 = 0,75 \text{ t/m}^2 \quad \text{peso proprio soletta c.a.}$$



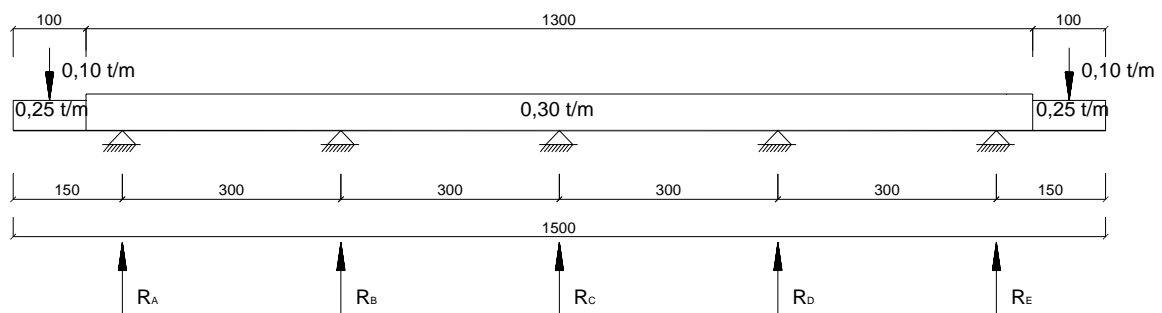
$$R_A = 2,37 \text{ t/m} \quad R_B = 2,10 \text{ t/m} \quad R_C = 2,31 \text{ t/m} \quad R_D = 2,10 \text{ t/m} \quad R_E = 2,37 \text{ t/m}$$

3.3.3 CARICO PERMANENTE

$$q_1 = 0,10 \cdot 2,500 = 0,250 \text{ ton/m}^2 \quad \text{marciapiede}$$

$$q_2 = 0,300 \text{ ton/m}^2 \quad \text{pavimentazione stradale}$$

$$q_3 = 0,100 \text{ ton/m} \quad \text{barriera metallica bordo ponte}$$



$$R_A = 1,02 \text{ t/m} \quad R_B = 0,82 \text{ t/m} \quad R_C = 0,94 \text{ t/m} \quad R_D = 0,82 \text{ t/m} \quad R_E = 1,02 \text{ t/m}$$

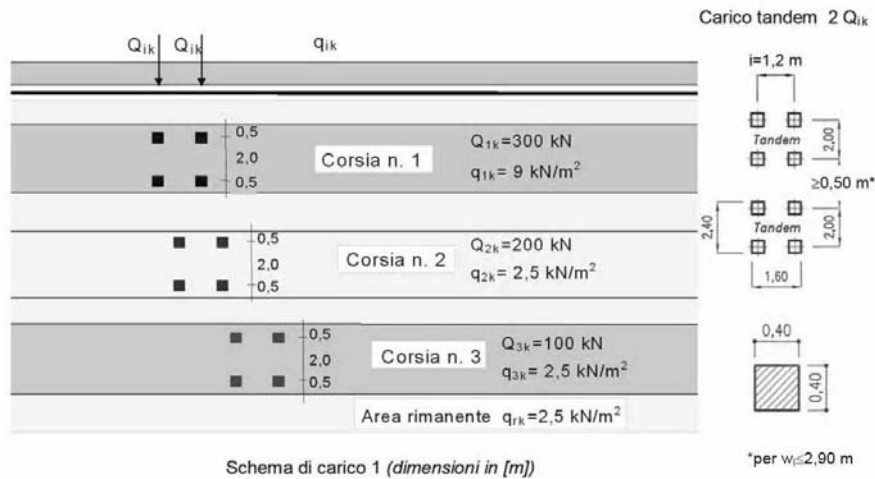
3.3.4 CARICO ACCIDENTALE

3.3.4.1 ACCIDENTALE MEZZI

La modellazione a graticcio pone problemi specifici ai fini della distribuzione dei carichi sulle travi principali; pertanto a monte di tale modellazione occorre fissare un criterio di valutazione di tali carichi.

Lo schema assunto per la distribuzione trasversale dei carichi è quello di trave appoggiata, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di un metro e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi principali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi principali nella modellazione a graticcio.

I carichi previsti dal D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1^a categoria e relativamente alla statica longitudinale sono i seguenti:



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

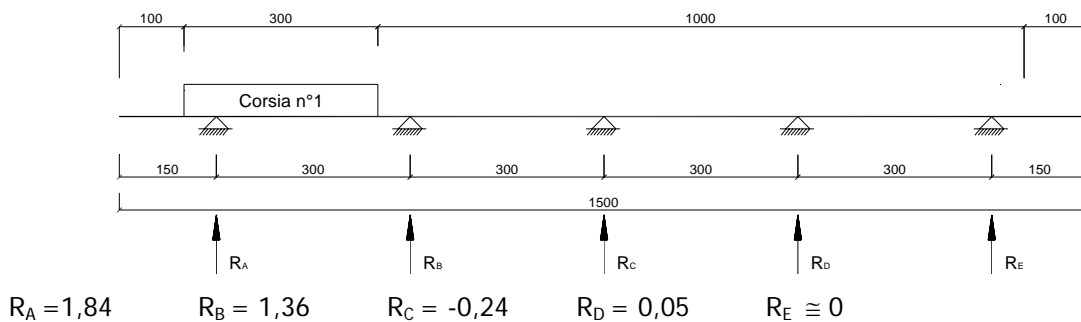
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

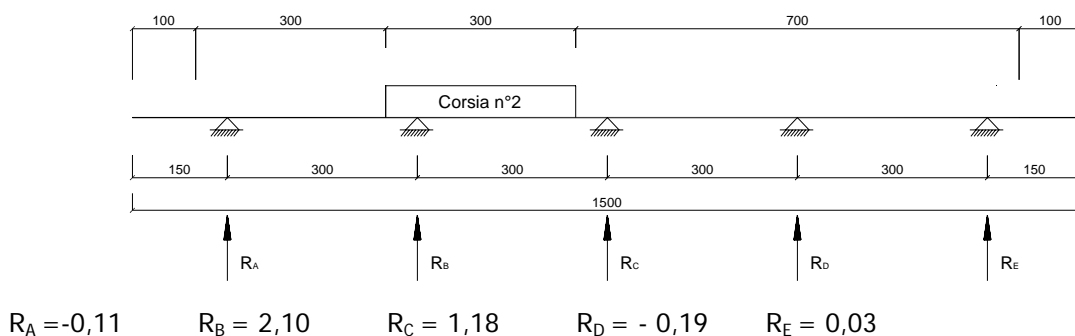
3.3.4.2.1 CONDIZIONI DI CARICO TRASVERSALI

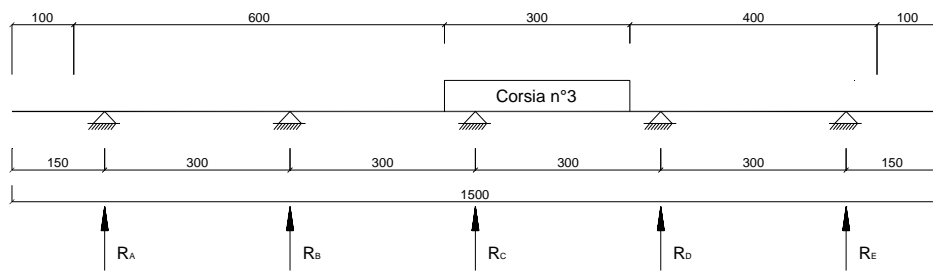
Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua su più appoggi. Si sono considerate le seguenti disposizioni di carico trasversali:

DISPOSIZIONE N° 1

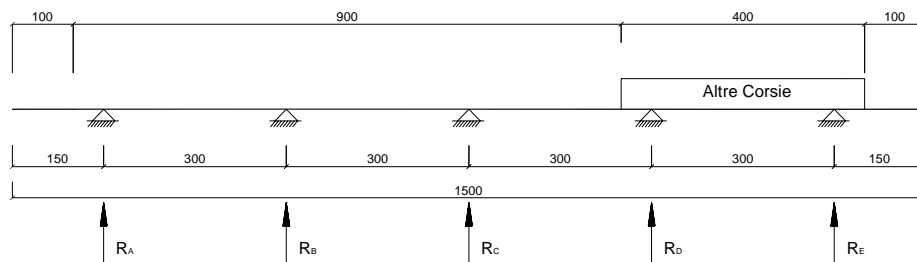


DISPOSIZIONE N° 2

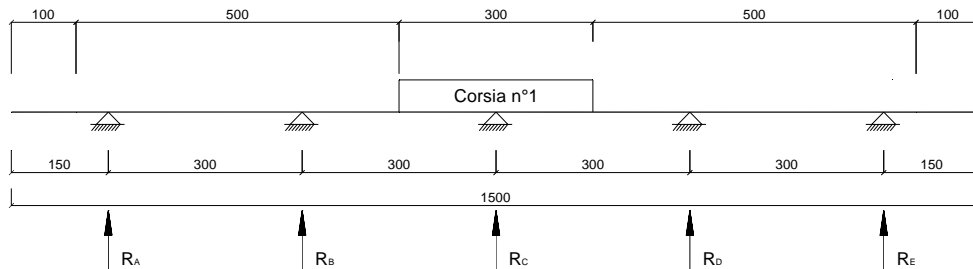


DISPOSIZIONE N° 3

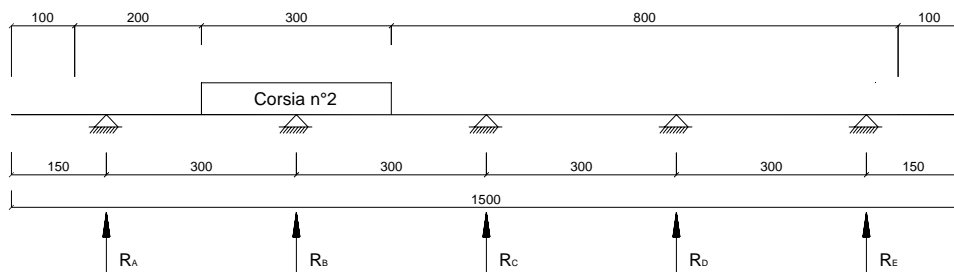
$$R_A = 0,02 \quad R_B = -0,17 \quad R_C = 2,14 \quad R_D = 1,13 \quad R_E = -0,13$$

DISPOSIZIONE N° 4

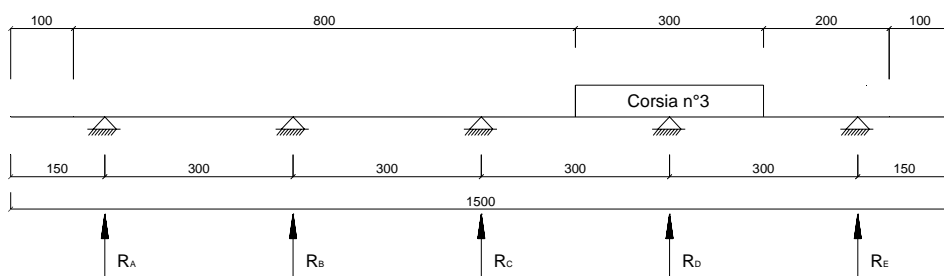
$$R_A \cong 0 \quad R_B = 0,05 \quad R_C = -0,22 \quad R_D = 2,33 \quad R_E = 1,85$$

DISPOSIZIONE N° 5

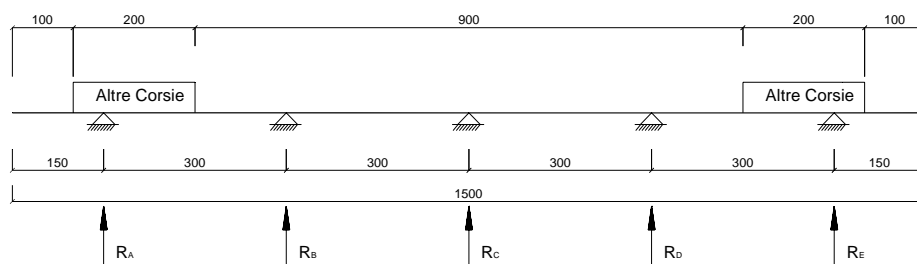
$$R_A = -0,04 \quad R_B = 0,27 \quad R_C = 2,54 \quad R_D = 0,27 \quad R_E = -0,04$$

DISPOSIZIONE N° 6

$$R_A = 0,18 \quad R_B = 2,59 \quad R_C = 0,27 \quad R_D = -0,06 \quad R_E \cong 0$$

DISPOSIZIONE N° 7

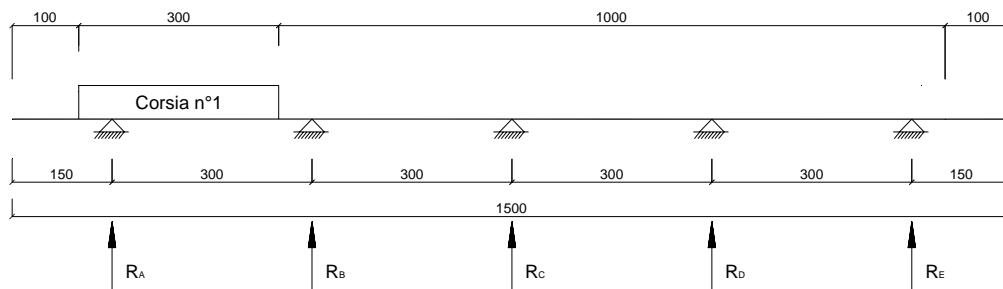
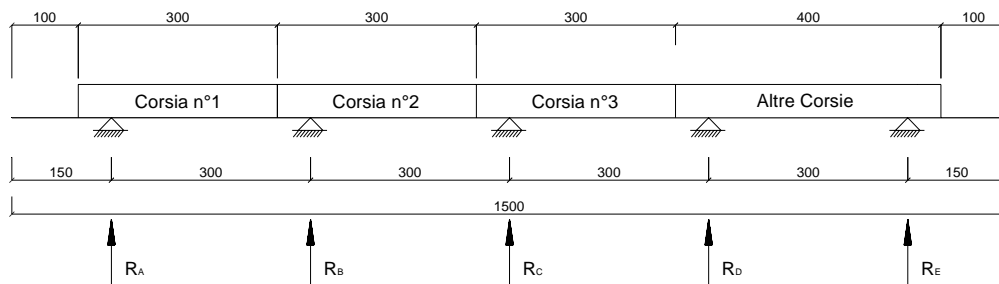
$$R_A \cong 0 \quad R_B = -0,06 \quad R_C = 0,27 \quad R_D = 2,59 \quad R_E = 0,18$$

DISPOSIZIONE N° 8

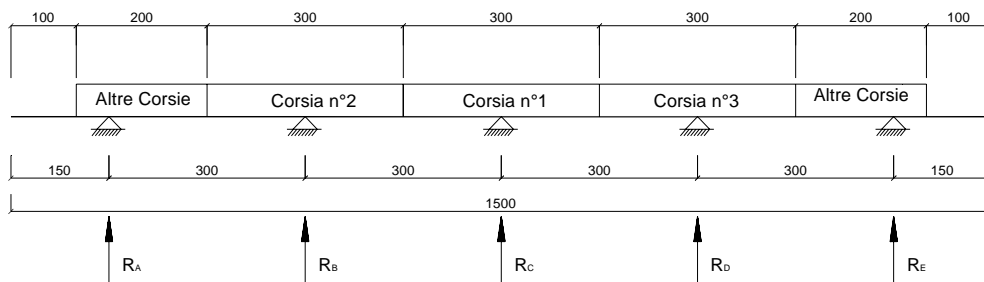
$$R_A = 1,59 \quad R_B = 0,52 \quad R_C = -0,22 \quad R_D = 0,52 \quad R_E = 1,59$$

3.3.4.2.2 CONDIZIONI DI CARICO LONGITUDINALI

I carichi accidentali vengono poi disposti longitudinalmente per completare la schematizzazione a graticcio; essi vengono disposti lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio in ogni concio, tenendo conto delle seguenti condizioni di carico trasversali:

PRIMA CONDIZIONE DI CARICO TRASVERSALESECONDA CONDIZIONE DI CARICO TRASVERSALE

TERZA CONDIZIONE DI CARICO TRASVERSALE



3.3.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV – N.T. 2008. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

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

3.4 DEFORMAZIONE TERMICA

Si è considerata una variazione termica differenziale pari a $9,57^\circ\text{C/m}$ positiva verso l'alto; tale variazione viene considerata come un carico accidentale, e quindi applicata alla struttura mista acciaio-calcestruzzo.

3.5 RITIRO

3.5.1 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RITIRO

CALCOLO DI φ_∞

$$A_c = 1.500 \cdot 30 = 45.000 \text{ cm}^2$$

Area sezione di conglomerato

$$u = (1.500 + 30) \cdot 2 = 3.060 \text{ cm}$$

Perimetro a contatto con l'atmosfera

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 45.000}{3.060} = 29,41 \text{ cm}$$

$$E_c = 18.000 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 18.000 \cdot \sqrt{370} = 346.237 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Modulo elastico acciaio}$$

Considerando una umidità relativa del 75%, una età di messa in carico $t_0=8\div 60$ giorni, interpolando nel prospetto 1.4.2 fornito dalla C.N.R. 10016/00, si ottiene:

$$\varphi_\infty = \frac{2,2 - 1,9}{60 - 20} \cdot (60 - 29,41) + 1,9 = 2,13$$

$$n^* = \frac{E_s}{E_c} (1 + \varphi_\infty) = \frac{2.100.000}{346.237} \cdot (1 + 2,13) = 18,98$$

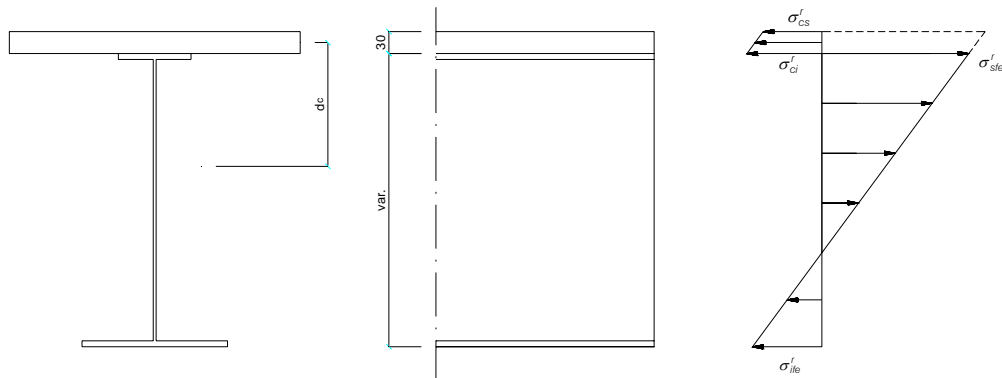
CALCOLO DI $\varepsilon_{r\infty}$

Considerando una umidità relativa del 75%, $t_0=8\div 60$ giorni (età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro), interpolando nel prospetto 1.4.1 fornito dalla C.N.R. 10016/85, si ottiene:

$$\varepsilon_{r\infty} = \left[\frac{0,23 - 0,21}{60 - 20} \cdot (60 - 29,41) + 0,21 \right] \cdot 10^{-3} = 0,225 \cdot 10^{-3}$$

$$N_{r \text{ tot}} = \varepsilon_{r\infty} \cdot \frac{E_s}{n^*} \cdot A_c = 0,225 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{2.100.000}{18,98} \cdot 45.000 = 1.121.727 \text{ Kg}$$

3.5.2 EFFETTI PRIMARI DEL RITIRO



Il fenomeno del ritiro induce tensioni supplementari nella soletta in c.a. e nelle piattabande in acciaio, valutate secondo le seguenti formule:

$$\sigma_{cs}^r = \frac{N_r}{A_c} - \frac{N_r}{n^* \cdot A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{cs}} \quad \text{tensione nel calcestruzzo al lembo superiore}$$

$$\sigma_{sfe}^r = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{sfe}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo superiore}$$

$$\sigma_{ife}^r = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{ife}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo inferiore}$$

3.5.3 EFFETTI SECONDARI DEL RITIRO

Gli effetti secondari del ritiro vengono assimilati ad una deformazione termica equivalente, calcolata secondo le formule seguenti:

$$\alpha = 0,00001 \quad \text{coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio;}$$

$$\chi = \frac{N_r \cdot (H - y)}{E \cdot J} \quad \text{distorsione angolare;}$$

$$\frac{\Delta t}{h} = \frac{\chi}{\alpha} \quad \text{deformazione termica per unità di lunghezza.}$$

3.6 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Vento a ponte carico		0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara.

3.7 CRITERI DI CALCOLO

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Vita nominale $V_N = 50$ anni

(§ 2.4.1 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)

Classe d'uso **IV**

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

3.8 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000”; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

1) Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

2) Analisi delle sollecitazioni per carico permanente; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=18,21$.

3) Analisi delle sollecitazioni per carichi accidentali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,07$.

I risultati dell'analisi sono contenuti nei tabulati a disposizione, suddivisi nei seguenti files:

file N1: analisi per peso proprio acciaio e peso proprio soletta;

file N2: analisi per carichi permanenti;

file N3: analisi per carichi accidentali e variazione termica;

file N4: ritiro.

Nella pagina seguente si evidenzia la modellazione utilizzata.

N101	N102N103	N104	N105	N106	N107	N108	N109N110	N111	N112	N113	N114	N115
N201	N202N203	N204	N205	N206	N207	N208	N209N210	N211	N212	N213	N214	N215
N301	N302N303	N304	N305	N306	N307	N308	N309N310	N311	N312	N313	N314	N315
N401	N402N403	N404	N405	N406	N407	N408	N409N410	N411	N412	N413	N414	N415
N501	N502N503	N504	N505	N506	N507	N508	N509N510	N511	N512	N513	N514	N515

FIGURA 3.2 A – MODELLAZIONE JOINT PRIMA CAMPATA

N115	N116 N117	N118	N119	N120	N121	N122	N123 N124	N125	N126	N127	N128	N129
N215	N216 N217	N218	N219	N220	N221	N222	N223 N224	N225	N226	N227	N228	N229
N315	N316 N317	N318	N319	N320	N321	N322	N323 N324	N325	N326	N327	N328	N329
N415	N416 N417	N418	N419	N420	N421	N422	N423 N424	N425	N426	N427	N428	N429
N515	N516 N517	N518	N519	N520	N521	N522	N523 N524	N525	N526	N527	N528	N529

FIGURA 3.2 B – MODELLAZIONE JOINT SECONDA CAMPATA

N129	N130 N131	N132	N133	N134 N135	N136	N137 N138	N139	N140	N141 N142	N143
N229	N230 N231	N232	N233	N234 N235	N236	N237 N238	N239	N240	N241 N242	N243
N329	N330 N331	N332	N333	N334 N335	N336	N337 N338	N339	N340	N341 N342	N343
N429	N430 N431	N432	N433	N434 N435	N436	N437 N438	N439	N440	N441 N442	N443
N529	N530 N531	N532	N533	N534 N535	N536	N537 N538	N539	N540	N541 N542	N543

FIGURA 3.2 C – MODELLAZIONE JOINT TERZA CAMPATA

N143	N144 N145	N146	N147	N148 N149	N150	N151 N152	N153	N154	N155 N156	N157
N243	N244 N245	N246	N247	N248 N249	N250	N251 N252	N253	N254	N255 N256	N257
N343	N344 N345	N346	N347	N348 N349	N350	N351 N352	N353	N354	N355 N356	N357
N443	N444 N445	N446	N447	N448 N449	N450	N451 N452	N453	N454	N455 N456	N457
N543	N544 N545	N546	N547	N548 N549	N550	N551 N552	N553	N554	N555 N556	N557

FIGURA 3.2 D – MODELLAZIONE JOINT QUARTA CAMPATA

N157	N158	N160	N161	N162	N164	N165	N167	N168	N169	N170	N171	N172	N173	N174	N175	N176	N177	N178	N179	N180	N181	N182
N257	N258	N260	N261	N262	N264	N265	N267	N268	N269	N270	N271	N272	N273	N274	N275	N276	N277	N278	N279	N280	N281	N282
N357	N358	N360	N361	N362	N364	N365	N367	N368	N369	N370	N371	N372	N373	N374	N375	N376	N377	N378	N379	N380	N381	N382
N457	N458	N460	N461	N462	N464	N465	N467	N468	N469	N470	N471	N472	N473	N474	N475	N476	N477	N478	N479	N480	N481	N482
N557	N558	N560	N561	N562	N564	N565	N567	N568	N569	N570	N571	N572	N573	N574	N575	N576	N577	N578	N579	N580	N581	N582

FIGURA 3.2 E – MODELLAZIONE JOINT QUINTA E SESTA CAMPATA

N182	N183	N184	N185	N186	N187	N188	N189	N190	N191	N192	N193	N194	N195	N196	N197	N198	N199	N200	N201	N202
N282	N283	N284	N285	N286	N287	N288	N289	N290	N291	N292	N293	N294	N295	N296	N297	N298	N299	N300	N301	N302
N382	N383	N384	N385	N386	N387	N388	N389	N390	N391	N392	N393	N394	N395	N396	N397	N398	N399	N400	N401	N402
N482	N483	N484	N485	N486	N487	N488	N489	N490	N491	N492	N493	N494	N495	N496	N497	N498	N499	N500	N501	N502
N582	N583	N584	N585	N586	N587	N588	N589	N590	N591	N592	N593	N594	N595	N596	N597	N598	N599	N600	N601	N602

FIGURA 3.2 F – MODELLAZIONE JOINT SETTIMA E OTTAVA CAMPATA

	1001	1002	1003	1004	1005	1006	1007	1008	1009	1010	1011	1012	1013	1014
T004	T001	T002	T003	T004	T005	T006	T007	T008	T009	T010	T011	T012	T013	T014
T003	T001	T002	T003	T004	T005	T006	T007	T008	T009	T010	T011	T012	T013	T014
T002	T001	T002	T003	T004	T005	T006	T007	T008	T009	T010	T011	T012	T013	T014
T001	T001	T002	T003	T004	T005	T006	T007	T008	T009	T010	T011	T012	T013	T014

FIGURA 3.3 A – MODELLAZIONE FRAME PRIMA CAMPATA

	1015	1016	1017	1018	1019	1020	1021	1022	1023	1024	1025	1026	1027	1028	
T044		T048		T052	T056	T060	T064	T068	T072	T076	T080	T084			1
	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2
T043		T047		T051	T055	T059	T063	T067	T071	T075	T079	T083			3
	3015	3016	3017	3018	3019	3020	3021	3022	3023	3024	3025	3026	3027	3028	4
T042		T046		T050	T054	T058	T062	T066	T070	T074	T078	T082			4
	4015	4016	4017	4018	4019	4020	4021	4022	4023	4024	4025	4026	4027	4028	5
T041		T045		T049	T053	T057	T061	T065	T069	T073	T077	T081			6
	5015	5016	5017	5018	5019	5020	5021	5022	5023	5024	5025	5026	5027	5028	

FIGURA 3.3 B – MODELLAZIONE FRAME SECONDA CAMPATA

	1029	1030	1031	1032	1033	1034	1035	1036	1037	1038	1039	1040	1041	1042	
T084		T088		T092	T096	T100	T104	T108	T112	T116	T120	T124			11
	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	21
T083		T087		T091	T095	T099	T103	T107	T111	T115	T119	T123			31
	3029	3030	3031	3032	3033	3034	3035	3036	3037	3038	3039	3040	3041	3042	41
T082		T086		T090	T094	T098	T102	T106	T110	T114	T118	T122			41
	4029	4030	4031	4032	4033	4034	4035	4036	4037	4038	4039	4040	4041	4042	51
T081		T085		T089	T093	T097	T101	T105	T109	T113	T117	T121			51
	5029	5030	5031	5032	5033	5034	5035	5036	5037	5038	5039	5040	5041	5042	

FIGURA 3.3 C – MODELLAZIONE FRAME TERZA CAMPATA

2		1043	1044	1045	1046	1047	1048	1049	1050	1051	1052	1053	1054	1055	1056	
2	T124		T128		T132		T136		T140		T144		T148		T152	
2		2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	
2	T123		T127		T131		T135		T139		T143		T147		T151	
2		3043	3044	3045	3046	3047	3048	3049	3050	3051	3052	3053	3054	3055	3056	
2	T122		T126		T130		T134		T138		T142		T146		T150	
2		4043	4044	4045	4046	4047	4048	4049	4050	4051	4052	4053	4054	4055	4056	
2	T121		T125		T129		T133		T137		T141		T145		T149	
2		5043	5044	5045	5046	5047	5048	5049	5050	5051	5052	5053	5054	5055	5056	

FIGURA 3.3 D – MODELLAZIONE FRAME QUARTA CAMPATA

156		1057	1058	1059	1060	1061	1062	1063	1064	1065	1066	1067	1068	1069	1070	1071	1072	1073	1074	1075	1076	1077	1078	1079	1080	1081	108	
156	T164		T168		T172		T176		T180		T184		T188		T192		T196		T200		T204		T208		T212		T216	
156		2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079	2080	2081	208	
156	T163		T167		T171		T175		T179		T183		T187		T191		T195		T199		T203		T207		T211		T215	
156		3057	3058	3059	3060	3061	3062	3063	3064	3065	3066	3067	3068	3069	3070	3071	3072	3073	3074	3075	3076	3077	3078	3079	3080	3081	308	
156	T162		T166		T170		T174		T178		T182		T186		T190		T194		T198		T202		T206		T210		T214	
156		4057	4058	4059	4060	4061	4062	4063	4064	4065	4066	4067	4068	4069	4070	4071	4072	4073	4074	4075	4076	4077	4078	4079	4080	4081	408	
156	T161		T165		T169		T173		T177		T181		T185		T189		T193		T197		T201		T205		T209		T213	
156		5057	5058	5059	5060	5061	5062	5063	5064	5065	5066	5067	5068	5069	5070	5071	5072	5073	5074	5075	5076	5077	5078	5079	5080	5081	508	

FIGURA 3.3 E – MODELLAZIONE FRAME QUINTA E SESTA CAMPATA

	1082	1083	1084	1085	1086	1087	1088	1089	1090	1091	1092	1093	1094	1095	1096	1097	1098	1099	1100	1101
	T232		T236		T240		T244		T248		T252		T256		T260		T264		T268	
		2082	2083	2084	2085	2086	2087	2088	2089	2090	2091	2092	2093	2094	2095	2096	2097	2098	2099	2100
	T231		T235		T239		T243		T247		T251		T255		T259		T263		T267	
		3082	3083	3084	3085	3086	3087	3088	3089	3090	3091	3092	3093	3094	3095	3096	3097	3098	3099	3100
	T230		T234		T238		T242		T246		T250		T254		T258		T262		T266	
		4082	4083	4084	4085	4086	4087	4088	4089	4090	4091	4092	4093	4094	4095	4096	4097	4098	4099	4100
	T229		T233		T237		T241		T245		T249		T253		T257		T261		T265	
		5082	5083	5084	5085	5086	5087	5088	5089	5090	5091	5092	5093	5094	5095	5096	5097	5098	5099	5100

FIGURA 3.3 F – MODELLAZIONE FRAME SETTIMA E OTTAVA CAMPATA

4. VERIFICHE FONDAMENTALI

4.1 TRAVI PRINCIPALI

In allegato si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali.

4.2 TRAVERSI

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i diversi traverzi reticolari maggiormente sollecitati.

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali, mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali.

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

$$R_{\text{vento}} = \frac{0,250 \cdot 6,00 \cdot \frac{(2,40 + 0,30 + 0,30 + 3,00)^2}{2}}{12,00} = 2,25 \text{ t}$$

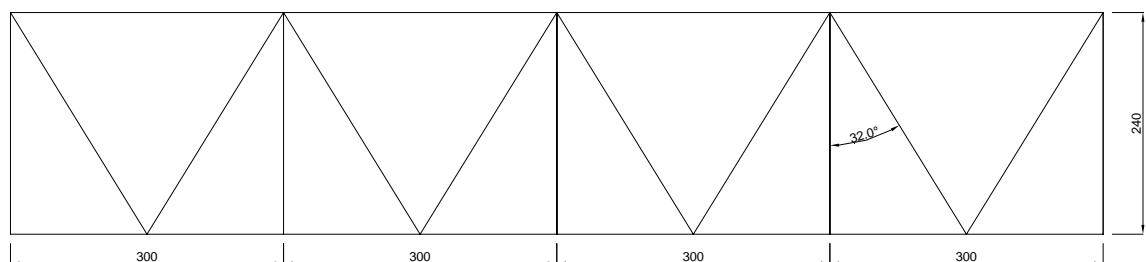
4.2.1 TRAVERSI H=240 cm

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per il traverso reticolare maggiormente sollecitato:

frame	T024
	M (tm)
Acciaio	0,15
Soletta	-1,19
Permanenti	-0,73
Accidentali	-12,65
Vento	-5,89

frame	T024
	V (t)
Acciaio	-0,18
Soletta	-0,39
Permanenti	-0,24
Accidentali	-4,40
Vento	-1,98

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali costituiti da quattro profili L130x12, mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali realizzati mediante due profili L150x12.



4.2.1.1 CORRENTI

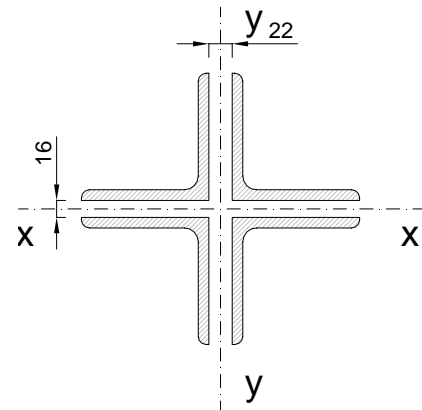
$$M_{sd} = 1,50 \cdot (0,15 - 1,19 - 0,73) - 1,35 \cdot 12,65 - 1,05 \cdot 5,89 = -25,92 \text{ tm}$$

$$N_{sup} = N_{inf} = \frac{25,92}{2,40} = 10,80 \text{ t}$$

VERIFICHE CORRENTI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	30,00	L130x12
Distanza e (cm)	3,64	
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	472,00	
Distanza profili y (cm)	2,20	
Distanza profili x (cm)	1,60	
Interasse calastrelli (cm)	79,40	
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,97	
Raggio d'inerzia y-y (cm)	3,97	
Raggio d'inerzia minimo (cm)	2,55	
Snellezza minima	31	
Snellezza dir X-X	77	
Snellezza dir Y-Y	77	

Lunghezza elemento (cm) **278,2** $\omega = 1,68$ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

$$\sigma_s = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{1,68 \cdot 10.800}{4 \cdot 30,00} = 151 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.550}{1,10} = 3.227 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica dei bulloni

Si dispongono 2 bulloni M20 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{10.800}{2} = 5.400 \text{ Kg}$

che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 245 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 19.600 \text{ Kg}$$

4.2.1.2 DIAGONALI

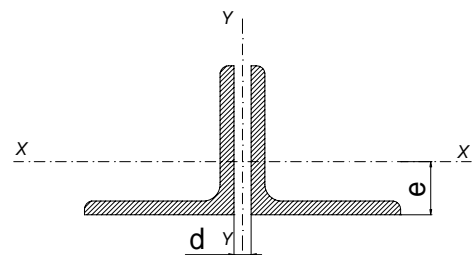
$$V_{sd} = 1,50 \cdot (0,18 - 0,39 - 0,24) - 1,35 \cdot 4,40 - 1,05 \cdot 1,98 = -8,70 \text{ t}$$

$$N_{diag.} = \frac{8,70}{\cos 32^\circ} = 10,26 \text{ t}$$

VERIFICHE DIAGONALE

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	34,80	L150x12
Distanza e (cm)	4,12	
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	736,90	
Distanza profili d (cm)	1,00	
Interasse calastrelli (cm)	80,96	
Raggio d'inerzia x-x (cm)	4,60	
Snellezza dir X-X	47	
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,52	
Raggio d'inerzia min (cm)	2,94	
Snellezza dir Y-Y	43	

Lunghezza elemento (cm) **215,1** $\omega = 1,23$ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

$$\sigma_s = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{1,23 \cdot 10.260}{2 \cdot 34,80} = 181 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.550}{1,10} = 3.227 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica dei bulloni

Si dispongono 2 bulloni M20 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{10.260}{2} = 5.130 \text{ Kg}$

che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 245 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 19.600 \text{ Kg}$$

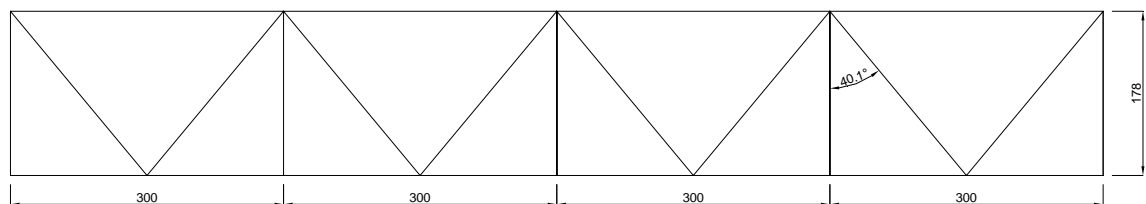
4.2.2 TRAVERSI H=178 cm

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per il traverso reticolare maggiormente sollecitato:

frame	T143
	M (tm)
Acciaio	0,13
Soletta	0,16
Permanenti	0,09
Accidentali	20,38
Vento	4,92

frame	T143
	V (t)
Acciaio	0,17
Soletta	0,40
Permanenti	0,23
Accidentali	7,87
Vento	1,64

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali costituiti da due profili L120x12, mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali realizzati mediante due profili L100x10.



4.2.2.1 CORRENTI

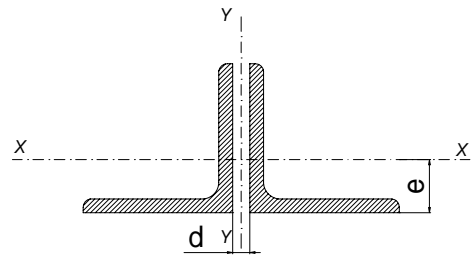
$$M_{sd} = 1,50 \cdot (0,13 + 0,16 + 0,09) + 1,35 \cdot 20,38 + 1,05 \cdot 4,92 = 33,25 \text{ tm}$$

$$N_{sup} = N_{inf} = \frac{33,25}{1,78} = 18,68 \text{ t}$$

VERIFICA CORRENTE

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	27,50	120x12
Distanza e (cm)	3,40	
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	367,70	
Distanza profili d (cm)	1,00	
Interasse calastrelli (cm)	79,53	
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,65	
Snellezza dir X-X	76	
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5,35	
Raggio d'inerzia min (cm)	2,34	
Snellezza dir Y-Y	62	



Lunghezza elemento (cm) 278,6

ω= 1,66 Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

$$\sigma_s = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{1,66 \cdot 18.680}{2 \cdot 27,50} = 564 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.550}{1,10} = 3.227 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica dei bulloni

Si dispongono 2 bulloni M20 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{18.680}{2} = 9.340 \text{ Kg}$

che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 245 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 19.600 \text{ Kg}$$

4.2.2.2 DIAGONALI

$$V_{sd} = 1,50 \cdot (0,17 + 0,40 + 0,23) + 1,35 \cdot 7,87 + 1,05 \cdot 1,64 = 13,55 \text{ t}$$

$$N_{diag.} = \frac{13,55}{\cos 40,1^\circ} = 17,71 \text{ t}$$

VERIFICHE DIAGONALE

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	19,20	L100x10
Distanza e (cm)	2,82	
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	177,00	
Distanza profili d (cm)	1,40	
Interasse calastrelli (cm)	70,60	
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,04	
Snellezza dir X-X	55	
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,65	
Raggio d'inerzia min (cm)	1,95	
Snellezza dir Y-Y	51	

Lunghezza elemento (cm) 166,3

ω= 1,32 Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

$$\sigma_s = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{1,32 \cdot 17.710}{2 \cdot 19,20} = 608 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.550}{1,10} = 3.227 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica dei bulloni

Si dispongono 2 bulloni M20 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{17.710}{2} = 8.855 \text{ Kg}$

che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

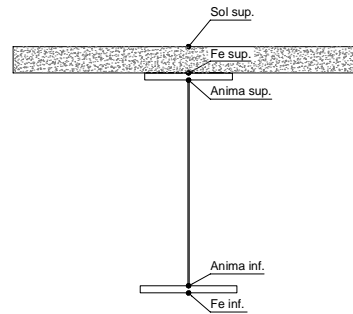
$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 245 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 19.600 \text{ Kg}$$

DATI GEOMETRICI

Foglio
1/3

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	240
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	3.5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,4
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	75,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	2,5
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,0
	Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000
	CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)
Area controventi superiori (cm ²)		0,00
Posizione baric. controvent. rispetto estradosso trave (cm)		0,0
Distanza punto schema bar. bulloni (cm)		0,0
Numero controventi		0
Angolo α travi princ. e controventi		90
Spessore equivalente t* (cm)		0,00
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controvent. inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	370
	Spessore totale soletta (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ε _{tr}	2,25E-04
Riduzione per non contemporaneità	0	
COPRIGIUNTI	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in T piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in T piatto	
PIOLI	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
	passo pioli (cm)	30
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	7
	Larghezza gola anima inf. (mm)	7
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

CONCIO	A3
FRAME	1006
JOINT	N106



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y ₁ (cm)	J (cm ⁴)	J _{inf} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{re} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animinf} (cm ³)
Sezione metallica	991	91	9.836.851	2.269	0	66.156	107.731	67.751	114.636
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.353	17.185.180	2.269	2.332.201	164.952	126.532	170.686	131.872
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	2.078	24.212.350	2.269	1.602.010	392.164	135.826	415.731	140.150
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.339	16.964.307	2.269	2.375.909	160.769	126.147	166.285	131.526

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	1°Nodo		2°Nodo	
				Mt (Nm)	Mt (Nm)		
Peso proprio acciaio	257	0	1	0	0	0	
Peso proprio soletta	580	0	1	0	0	0	
Permanenti	262	0	1	0	0	0	
Effetti primari del ritiro	322	261	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-107	0	5	0	0	0	
Accidentali mezzi	1107	0	38	0	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	180	0	8	0	0	0	

valori x10⁴

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	Mt (Nm)	Mt (Nm)
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0

valori x10⁴

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	388	379	-224	-239	0	524	512	-303	-322
Peso proprio soletta	0	877	856	-506	-538	0	1.708	1.668	-986	-1.049
Permanenti	11	159	153	-199	-207	17	1.946	1.898	-1.284	-1.359
Effetti primari del ritiro	-16	395	389	-49	-60	-2	2.421	2.364	-1.343	-1.431
Effetti secondari del ritiro	-5	-67	-64	81	85	-7	2.341	2.287	-1.245	-1.329
Accidentali mezzi	69	282	266	-790	-815	86	2.722	2.647	-2.311	-2.430
Folla	0	0	0	0	0	86	2.722	2.647	-2.311	-2.430
Deformazioni termiche	8	109	105	-136	-142	91	2.800	2.723	-2.410	-2.532

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
	Anima sup.	Anima max	Anima inf.	Anima sup.	Anima max	Anima inf.			
Peso proprio acciaio	2	3	3	3	4	4		0,00	0,00
Peso proprio soletta	2	3	3	6	9	8		0,00	0,00
Permanenti	3	3	3	10	14	12		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	10	14	12		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	14	17	13	26	34	27		0,00	0,00
Accidentali mezzi	111	126	90	176	203	148		0,00	0,00
Folla	0	0	0	176	203	148		0,00	0,00
Deformazioni termiche	22	26	20	192	222	163		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm2)		
	Anima sup.	Anima max	Anima inf.	Anima sup.	Anima max	Anima inf.
Peso proprio acciaio	2	3	3	3	4	4
Peso proprio soletta	2	3	3	6	9	8
Permanenti	3	3	3	10	14	12
Effetti primari del ritiro	0	0	0	10	14	12
Effetti secondari del ritiro	14	17	13	26	34	27
Accidentali mezzi	111	126	90	176	203	148
Folla	0	0	0	176	203	148
Deformazioni termiche	22	26	20	192	222	163

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup.	Anima inf.
Peso proprio acciaio	512	303
Peso proprio soletta	1.668	986
Permanenti	1.898	1.284
Effetti primari del ritiro	2.364	1.343
Effetti secondari del ritiro	2.288	1.246
Accidentali mezzi	2.664	2.326
Folla	2.664	2.326
Deformazioni termiche	2.743	2.426

Le verifiche sono condotte negli attacchi plattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/3

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	388	379	-224	-239	0	388	379	-224	-239
Peso proprio soletta	0	877	856	-506	-538	0	1.265	1.235	-730	-777
Permanenti	11	159	153	-199	-207	11	1.424	1.389	-929	-984
Effetti primari del ritiro	-16	395	389	-49	-60	-5	1.819	1.778	-978	-1.044
Effetti secondari del ritiro	-5	-67	-64	81	85	-9	1.753	1.713	-897	-959
Accidentali mezzi	69	282	266	-790	-815	60	2.035	1.979	-1.687	-1.774
Folla	0	0	0	0	0	60	2.035	1.979	-1.687	-1.774
Deformazioni termiche	8	109	105	-136	-142	68	2.144	2.085	-1.823	-1.916

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2) Anima	TOTALI (daN/cm2) Anima
	Anima sup.	Anima max.	Anima inf.	Anima sup.	Anima max.	Anima inf.			
Peso proprio acciaio	2	3	3	2	3	3		0,00	0,00
Peso proprio soletta	2	3	3	4	7	6		0,00	0,00
Permanenti	3	3	3	7	10	8		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	7	10	8		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	14	17	13	21	26	21		0,00	0,00
Accidentali mezzi	111	126	90	132	152	111		0,00	0,00
Folla	0	0	0	132	152	111		0,00	0,00
Deformazioni termiche	22	26	20	153	179	131		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)		
	Anima sup.	Anima max.	Anima inf.	Anima sup.	Anima max.	Anima inf.
Peso proprio acciaio	2	3	3	2	3	3
Peso proprio soletta	2	3	3	4	7	6
Permanenti	3	3	3	7	10	8
Effetti primari del ritiro	0	0	0	7	10	8
Effetti secondari del ritiro	14	17	13	21	26	21
Accidentali mezzi	111	126	90	132	152	111
Folla	0	0	0	132	152	111
Deformazioni termiche	22	26	20	153	179	131

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup.	Anima inf.
Peso proprio acciaio	379	224
Peso proprio soletta	1.235	730
Permanenti	1.389	929
Effetti primari del ritiro	1.778	978
Effetti secondari del ritiro	1.714	897
Accidentali mezzi	1.993	1.697
Folla	1.993	1.697
Deformazioni termiche	2.102	1.837

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	38	38
Effetti primari del ritiro	0	38
Effetti secondari del ritiro	189	228
Accidentali mezzi	2.028	2.256
Folla	0	2.256
Deformazioni termiche	308	2.564

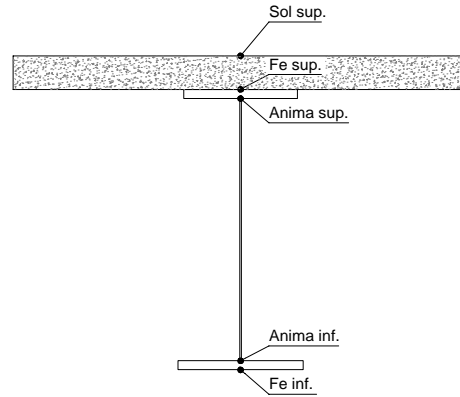
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	2	2	3	3	0	0	1	1
Peso proprio soletta	2	4	3	6	0	0	1	2
Permanenti	3	7	3	8	2	2	1	4
Effetti primari del ritiro	0	7	0	8	0	2	0	4
Effetti secondari del ritiro	14	21	13	21	9	11	5	9
Accidentali mezzi	111	132	90	111	97	107	37	46
Folla	0	132	0	111	0	107	0	46
Deformazioni termiche	22	153	20	131	15	122	8	54

TRAVE 2

CONCIO	C3
FRAME	1014
JOINT	N115

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	240
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	80
	Spessore ala superiore (cm)	4,0
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	75,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	2,5
	Spessore anima (cm)	1,8
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	85,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	3,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
SALDATURE	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
	passo pioli (cm)	20
	Larghezza gola anima sup. (mm)	9
	Larghezza gola anima inf. (mm)	9
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sf} (cm ³)	W _{fe} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	1.530	112	16.900.204	5.223	0	132.000	150.937	139.060	161.003
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.893	23.125.329	5.223	3.235.282	230.878	165.373	246.901	174.087
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	2.618	30.419.434	5.223	1.892.294	450.139	176.424	498.044	183.890
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.878	22.919.404	5.223	3.318.568	226.737	164.987	242.319	173.742
Sezione metallica + ferri	1.693	126	20.000.163	5.223	141.748	175.292	158.853	185.881	168.205

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-452	0	44	0	0	
Peso proprio soletta	-1.059	0	88	0	0	
Permanenti	-412	0	37	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-293	0	5	0	0	
Accidentali mezzi	-1.062	0	107	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-342	-325	281	299	0	-462	-439	379	404
Peso proprio soletta	0	-802	-762	658	702	0	-1.545	-1.467	1.267	1.351
Permanenti	-291	-235	-222	245	259	-436	-1.898	-1.799	1.634	1.740
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-436	-1.898	-1.799	1.634	1.740
Effetti secondari del ritiro	-207	-167	-158	174	184	-684	-2.098	-1.989	1.843	1.962
Accidentali mezzi	-749	-606	-571	631	669	-1.695	-2.916	-2.760	2.696	2.864
Folla	0	0	0	0	0	-1.695	-2.916	-2.760	2.696	2.864
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.695	-2.916	-2.760	2.696	2.864

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	92	113	96	124	153	130		0,00	0,00
Peso proprio soletta	183	226	193	371	458	391		0,00	0,00
Permanenti	80	95	77	490	601	507		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	490	601	507		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	11	13	10	503	617	519		0,00	0,00
Accidentali mezzi	231	275	224	814	988	821		0,00	0,00
Folla	0	0	0	814	988	821		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	814	988	821		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	92	113	96	124	153	130
Peso proprio soletta	183	226	193	371	458	391
Permanenti	80	95	77	490	601	507
Effetti primari del ritiro	0	0	0	490	601	507
Effetti secondari del ritiro	11	13	10	503	617	519
Accidentali mezzi	231	275	224	814	988	821
Folla	0	0	0	814	988	821
Deformazioni termiche	0	0	0	814	988	821

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	488	441
Peso proprio soletta	1.601	1.436
Permanenti	1.990	1.855
Effetti primari del ritiro	1.990	1.855
Effetti secondari del ritiro	2.171	2.051
Accidentali mezzi	3.099	3.048
Folla	3.099	3.048
Deformazioni termiche	3.099	3.048

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-342	-325	281	299	0	-342	-325	281	299
Peso proprio soletta	0	-802	-762	658	702	0	-1.145	-1.087	938	1.001
Permanenti	-291	-235	-222	245	259	-291	-1.380	-1.308	1.183	1.260
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-291	-1.380	-1.308	1.183	1.260
Effetti secondari del ritiro	-207	-167	-158	174	184	-497	-1.547	-1.466	1.358	1.445
Accidentali mezzi	-749	-606	-571	631	669	-1.247	-2.153	-2.037	1.989	2.113
Folla	0	0	0	0	0	-1.247	-2.153	-2.037	1.989	2.113
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.247	-2.153	-2.037	1.989	2.113

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	92	113	96	92	113	96		0,00	0,00
Peso proprio soletta	183	226	193	275	340	289		0,00	0,00
Permanenti	80	95	77	354	435	367		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	354	435	367		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	11	13	10	365	448	377		0,00	0,00
Accidentali mezzi	231	275	224	596	723	601		0,00	0,00
Folla	0	0	0	596	723	601		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	596	723	601		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	92	113	96	92	113	96
Peso proprio soletta	183	226	193	275	340	289
Permanenti	80	95	77	354	435	367
Effetti primari del ritiro	0	0	0	354	435	367
Effetti secondari del ritiro	11	13	10	365	448	377
Accidentali mezzi	231	275	224	596	723	601
Folla	0	0	0	596	723	601
Deformazioni termiche	0	0	0	596	723	601

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	362	327
Peso proprio soletta	1.186	1.064
Permanenti	1.445	1.343
Effetti primari del ritiro	1.445	1.343
Effetti secondari del ritiro	1.596	1.507
Accidentali mezzi	2.284	2.245
Folla	2.284	2.245
Deformazioni termiche	2.284	2.245

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

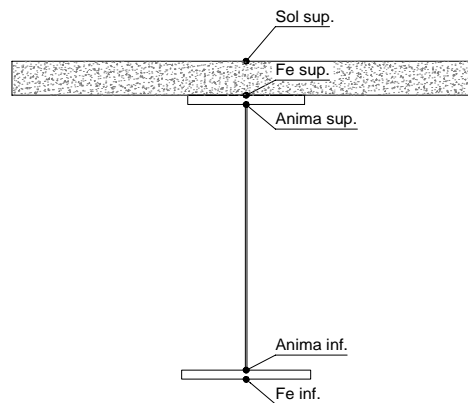
	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	682	682
Effetti primari del ritiro	0	682
Effetti secondari del ritiro	90	772
Accidentali mezzi	3.254	4.026
Folla	0	4.026
Deformazioni termiche	0	4.026

VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	92	92	96	96	34	34	37	37
Peso proprio soletta	183	275	193	289	69	103	75	112
Permanenti	80	354	77	367	44	147	29	141
Effetti primari del ritiro	0	354	0	367	0	147	0	141
Effetti secondari del ritiro	11	365	10	377	6	153	4	146
Accidentali mezzi	231	596	224	601	126	279	91	237
Folla	0	596	0	601	0	279	0	237
Deformazioni termiche	0	596	0	601	0	279	0	237

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	178
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	2,0
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,4
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70,0
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi superiori rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inferiori rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	370
	Spessore totale soletta (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
COEFF.	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
COPRIGIUNTI	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	PIOLI	Resistenza piolo SLE (daN)
Numero pioli in linea n°		2
passo pioli (cm)		30
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	7
	Larghezza gola anima inf. (mm)	7
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

CONCIO	A1
FRAME	1036
JOINT	N136



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	641	68	3.355.996	1.811	0	30.465	49.469	31.028	52.569
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.003	114	7.147.647	1.811	1.384.072	111.612	62.721	115.210
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	1.728	148	9.983.356	1.811	1.012.728	334.592	67.381	358.631
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	989	113	7.047.664	1.811	1.404.306	108.005	62.509	111.420

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	63	0	2	0	0	
Peso proprio soletta	198	0	5	0	0	
Permanenti	104	0	2	0	0	
Effetti primari del ritiro	216	261	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-159	0	2	0	0	
Accidentali mezzi	806	0	43	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	283	0	5	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	207	203	-120	-127	0	279	274	-162	-172
Peso proprio soletta	0	650	638	-377	-400	0	1.157	1.136	-670	-712
Permanenti	8	93	90	-160	-166	11	1.296	1.271	-910	-961
Effetti primari del ritiro	-10	465	459	-69	-82	-1	1.854	1.821	-993	-1.059
Effetti secondari del ritiro	-11	-147	-143	245	254	-15	1.677	1.650	-699	-754
Accidentali mezzi	80	241	225	-1.164	-1.196	93	2.003	1.953	-2.270	-2.369
Folla	0	0	0	0	0	93	2.003	1.953	-2.270	-2.369
Deformazioni termiche	20	254	246	-435	-451	108	2.185	2.130	-2.584	-2.693

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	6	9	8	8	12	11		0,00	0,00
Peso proprio soletta	14	22	20	26	42	37		0,00	0,00
Permanenti	7	9	6	37	56	46		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	37	56	46		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	7	9	6	46	66	54		0,00	0,00
Accidentali mezzi	169	192	126	274	325	224		0,00	0,00
Folla	0	0	0	274	325	224		0,00	0,00
Deformazioni termiche	19	22	16	288	341	235		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	6	9	8	8	12	11
Peso proprio soletta	14	22	20	26	42	37
Permanenti	7	9	6	37	56	46
Effetti primari del ritiro	0	0	0	37	56	46
Effetti secondari del ritiro	7	9	6	46	66	54
Accidentali mezzi	169	192	126	274	325	224
Folla	0	0	0	274	325	224
Deformazioni termiche	19	22	16	288	341	235

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	274	163
Peso proprio soletta	1.136	673
Permanenti	1.273	914
Effetti primari del ritiro	1.822	997
Effetti secondari del ritiro	1.652	705
Accidentali mezzi	2.010	2.303
Folla	2.010	2.303
Deformazioni termiche	2.188	2.616

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/3

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	207	203	-120	-127	0	207	203	-120	-127
Peso proprio soletta	0	650	638	-377	-400	0	857	841	-496	-528
Permanenti	8	93	90	-160	-166	8	950	931	-656	-693
Effetti primari del ritiro	-10	465	459	-69	-82	-3	1.415	1.390	-726	-775
Effetti secondari del ritiro	-11	-147	-143	245	254	-14	1.267	1.247	-480	-521
Accidentali mezzi	80	241	225	-1.164	-1.196	66	1.508	1.472	-1.644	-1.717
Folla	0	0	0	0	0	66	1.508	1.472	-1.644	-1.717
Deformazioni termiche	20	254	246	-435	-451	86	1.762	1.718	-2.080	-2.168

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	6	9	8	6	9	8		0,00	0,00
Peso proprio soletta	14	22	20	20	31	27		0,00	0,00
Permanenti	7	9	6	27	40	34		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	27	40	34		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	7	9	6	34	49	40		0,00	0,00
Accidentali mezzi	169	192	126	203	241	166		0,00	0,00
Folla	0	0	0	203	241	166		0,00	0,00
Deformazioni termiche	19	22	16	222	263	182		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	6	9	8	6	9	8
Peso proprio soletta	14	22	20	20	31	27
Permanenti	7	9	6	27	40	34
Effetti primari del ritiro	0	0	0	27	40	34
Effetti secondari del ritiro	7	9	6	34	49	40
Accidentali mezzi	169	192	126	203	241	166
Folla	0	0	0	203	241	166
Deformazioni termiche	19	22	16	222	263	182

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	203	121
Peso proprio soletta	842	499
Permanenti	933	659
Effetti primari del ritiro	1.391	728
Effetti secondari del ritiro	1.249	485
Accidentali mezzi	1.514	1.669
Folla	1.514	1.669
Deformazioni termiche	1.760	2.103

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	124	124
Effetti primari del ritiro	0	124
Effetti secondari del ritiro	122	247
Accidentali mezzi	3.325	3.572
Folla	0	3.572
Deformazioni termiche	310	3.882

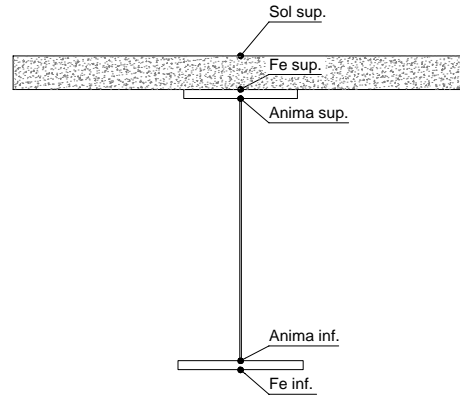
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	6	6	8	8	0	0	0	0
Peso proprio soletta	14	20	20	27	0	0	0	0
Permanenti	7	27	6	34	6	6	0	0
Effetti primari del ritiro	0	27	0	34	0	6	0	0
Effetti secondari del ritiro	7	34	6	40	6	12	0	0
Accidentali mezzi	169	203	126	166	158	170	0	0
Folla	0	203	0	166	0	170	0	0
Deformazioni termiche	19	222	16	182	15	185	0	0

TRAVE 2

CONCIO	C1
FRAME	1028
JOINT	N129

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	240
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	80
	Spessore ala superiore (cm)	2,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	75,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	2,5
	Spessore anima (cm)	1,8
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	85,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	3,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
SALDATURE	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
	passo pioli (cm)	20
	Larghezza gola anima sup. (mm)	9
SALDATURE	Larghezza gola anima inf. (mm)	9
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sfe} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	1.325	108	14.145.927	2.827	0	107.298	130.784	111.528	138.465
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.687	20.511.344	2.827	2.878.570	205.615	146.255	216.465	152.791
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	2.412	27.520.251	2.827	1.767.379	426.556	156.826	462.390	162.378
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.672	20.306.639	2.827	2.946.932	201.481	145.867	211.998	152.437
Sezione metallica + ferri	1.488	124	17.362.483	2.827	121.791	150.247	139.525	157.042	146.593

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-237	0	27	0	0	
Peso proprio soletta	-700	0	65	0	0	
Permanenti	-299	0	29	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-114	0	3	0	0	
Accidentali mezzi	-964	0	100	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-221	-213	171	181	0	-298	-287	231	245
Peso proprio soletta	0	-652	-628	506	535	0	-1.179	-1.134	914	967
Permanenti	-246	-199	-190	204	214	-368	-1.477	-1.420	1.220	1.289
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-368	-1.477	-1.420	1.220	1.289
Effetti secondari del ritiro	-94	-76	-73	78	82	-481	-1.568	-1.507	1.313	1.387
Accidentali mezzi	-792	-642	-614	658	691	-1.549	-2.435	-2.336	2.201	2.319
Folla	0	0	0	0	0	-1.549	-2.435	-2.336	2.201	2.319
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.549	-2.435	-2.336	2.201	2.319

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	53	69	59	72	94	79		0,00	0,00
Peso proprio soletta	128	167	141	244	319	269		0,00	0,00
Permanenti	61	75	59	335	431	358		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	335	431	358		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	6	8	6	343	441	365		0,00	0,00
Accidentali mezzi	209	257	204	625	788	641		0,00	0,00
Folla	0	0	0	625	788	641		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	625	788	641		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	53	69	59	72	94	79
Peso proprio soletta	128	167	141	244	319	269
Permanenti	61	75	59	335	431	358
Effetti primari del ritiro	0	0	0	335	431	358
Effetti secondari del ritiro	6	8	6	343	441	365
Accidentali mezzi	209	257	204	625	788	641
Folla	0	0	0	625	788	641
Deformazioni termiche	0	0	0	625	788	641

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	313	269
Peso proprio soletta	1.211	1.026
Permanenti	1.534	1.368
Effetti primari del ritiro	1.534	1.368
Effetti secondari del ritiro	1.620	1.457
Accidentali mezzi	2.574	2.464
Folla	2.574	2.464
Deformazioni termiche	2.574	2.464

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-221	-213	171	181	0	-221	-213	171	181
Peso proprio soletta	0	-652	-628	506	535	0	-873	-840	677	716
Permanenti	-246	-199	-190	204	214	-246	-1.072	-1.031	881	931
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-246	-1.072	-1.031	881	931
Effetti secondari del ritiro	-94	-76	-73	78	82	-339	-1.148	-1.103	958	1.012
Accidentali mezzi	-792	-642	-614	658	691	-1.131	-1.790	-1.717	1.616	1.703
Folla	0	0	0	0	0	-1.131	-1.790	-1.717	1.616	1.703
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.131	-1.790	-1.717	1.616	1.703

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	53	69	59	53	69	59		0,00	0,00
Peso proprio soletta	128	167	141	181	237	199		0,00	0,00
Permanenti	61	75	59	242	311	259		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	242	311	259		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	6	8	6	248	319	265		0,00	0,00
Accidentali mezzi	209	257	204	457	576	469		0,00	0,00
Folla	0	0	0	457	576	469		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	457	576	469		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	53	69	59	53	69	59
Peso proprio soletta	128	167	141	181	237	199
Permanenti	61	75	59	242	311	259
Effetti primari del ritiro	0	0	0	242	311	259
Effetti secondari del ritiro	6	8	6	248	319	265
Accidentali mezzi	209	257	204	457	576	469
Folla	0	0	0	457	576	469
Deformazioni termiche	0	0	0	457	576	469

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	232	199
Peso proprio soletta	897	760
Permanenti	1.112	988
Effetti primari del ritiro	1.112	988
Effetti secondari del ritiro	1.184	1.062
Accidentali mezzi	1.891	1.808
Folla	1.891	1.808
Deformazioni termiche	1.891	1.808

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	601	601
Effetti primari del ritiro	0	601
Effetti secondari del ritiro	61	662
Accidentali mezzi	3.240	3.902
Folla	0	3.902
Deformazioni termiche	0	3.902

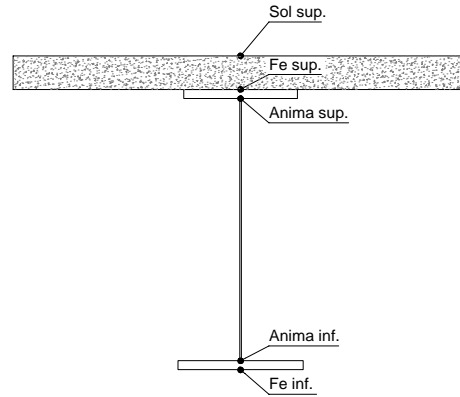
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	53	53	59	59	26	26	26	26
Peso proprio soletta	128	181	141	199	63	88	62	88
Permanenti	61	242	59	259	40	128	26	114
Effetti primari del ritiro	0	242	0	259	0	128	0	114
Effetti secondari del ritiro	6	248	6	265	4	132	3	117
Accidentali mezzi	209	457	204	469	138	270	96	213
Folla	0	457	0	469	0	270	0	213
Deformazioni termiche	0	457	0	469	0	270	0	213

TRAVE 2

CONCIO	C2
FRAME	1043
JOINT	N143

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	240
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	80
	Spessore ala superiore (cm)	3,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	75,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	2,5
	Spessore anima (cm)	1,8
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	85,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	3,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
SALDATURE	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
	passo pioli (cm)	20
	Larghezza gola anima sup. (mm)	9
SALDATURE	Larghezza gola anima inf. (mm)	9
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{stf} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	1.447	112	15.832.082	4.027	0	123.577	141.504	129.648	150.232
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.809	21.996.703	4.027	3.106.364	222.305	155.948	236.656	163.481
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	2.534	29.052.443	4.027	1.843.855	442.595	166.624	487.121	173.077
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.795	21.794.918	4.027	3.184.454	218.163	155.569	232.102	163.138
Sezione metallica + ferri	1.610	127	18.918.613	4.027	134.698	166.755	149.497	176.066	157.592

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-396	0	35	0	0	
Peso proprio soletta	-1.004	0	79	0	0	
Permanenti	-392	0	33	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-205	0	2	0	0	
Accidentali mezzi	-1.041	0	96	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-320	-305	264	280	0	-433	-412	356	378
Peso proprio soletta	0	-812	-774	668	710	0	-1.529	-1.458	1.258	1.336
Permanenti	-291	-235	-223	249	262	-437	-1.882	-1.792	1.631	1.729
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-437	-1.882	-1.792	1.631	1.729
Effetti secondari del ritiro	-152	-123	-116	130	137	-619	-2.030	-1.931	1.787	1.894
Accidentali mezzi	-773	-624	-591	661	696	-1.662	-2.872	-2.730	2.679	2.834
Folla	0	0	0	0	0	-1.662	-2.872	-2.730	2.679	2.834
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.662	-2.872	-2.730	2.679	2.834

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	72	90	76	97	122	103		0,00	0,00
Peso proprio soletta	162	203	172	316	396	334		0,00	0,00
Permanenti	71	85	68	422	523	436		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	422	523	436		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	4	5	4	427	529	441		0,00	0,00
Accidentali mezzi	205	247	198	704	863	709		0,00	0,00
Folla	0	0	0	704	863	709		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	704	863	709		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	72	90	76	97	122	103
Peso proprio soletta	162	203	172	316	396	334
Permanenti	71	85	68	422	523	436
Effetti primari del ritiro	0	0	0	422	523	436
Effetti secondari del ritiro	4	5	4	427	529	441
Accidentali mezzi	205	247	198	704	863	709
Folla	0	0	0	704	863	709
Deformazioni termiche	0	0	0	704	863	709

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	445	398
Peso proprio soletta	1.557	1.385
Permanenti	1.935	1.798
Effetti primari del ritiro	1.935	1.798
Effetti secondari del ritiro	2.068	1.944
Accidentali mezzi	2.990	2.947
Folla	2.990	2.947
Deformazioni termiche	2.990	2.947

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-320	-305	264	280	0	-320	-305	264	280
Peso proprio soletta	0	-812	-774	668	710	0	-1.133	-1.080	932	989
Permanenti	-291	-235	-223	249	262	-291	-1.368	-1.302	1.181	1.252
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-291	-1.368	-1.302	1.181	1.252
Effetti secondari del ritiro	-152	-123	-116	130	137	-443	-1.491	-1.419	1.311	1.389
Accidentali mezzi	-773	-624	-591	661	696	-1.216	-2.115	-2.010	1.971	2.085
Folla	0	0	0	0	0	-1.216	-2.115	-2.010	1.971	2.085
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.216	-2.115	-2.010	1.971	2.085

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	72	90	76	72	90	76		0,00	0,00
Peso proprio soletta	162	203	172	234	293	248		0,00	0,00
Permanenti	71	85	68	304	378	316		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	304	378	316		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	4	5	4	309	383	320		0,00	0,00
Accidentali mezzi	205	247	198	514	630	518		0,00	0,00
Folla	0	0	0	514	630	518		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	514	630	518		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	72	90	76	72	90	76
Peso proprio soletta	162	203	172	234	293	248
Permanenti	71	85	68	304	378	316
Effetti primari del ritiro	0	0	0	304	378	316
Effetti secondari del ritiro	4	5	4	309	383	320
Accidentali mezzi	205	247	198	514	630	518
Folla	0	0	0	514	630	518
Deformazioni termiche	0	0	0	514	630	518

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	330	295
Peso proprio soletta	1.153	1.026
Permanenti	1.405	1.301
Effetti primari del ritiro	1.405	1.301
Effetti secondari del ritiro	1.516	1.423
Accidentali mezzi	2.199	2.166
Folla	2.199	2.166
Deformazioni termiche	2.199	2.166

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

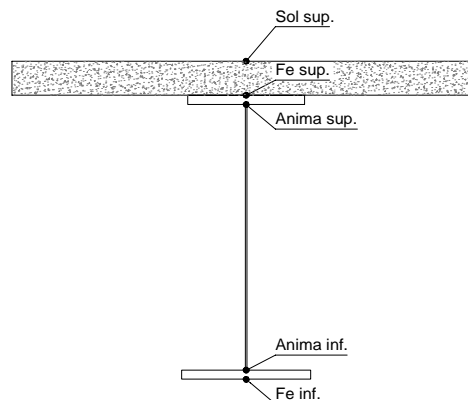
	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	633	633
Effetti primari del ritiro	0	633
Effetti secondari del ritiro	37	671
Accidentali mezzi	2.987	3.658
Folla	0	3.658
Deformazioni termiche	0	3.658

VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	72	72	76	76	29	29	31	31
Peso proprio soletta	162	234	172	248	66	95	71	102
Permanenti	71	304	68	316	41	136	28	130
Effetti primari del ritiro	0	304	0	316	0	136	0	130
Effetti secondari del ritiro	4	309	4	320	2	139	2	132
Accidentali mezzi	205	514	198	518	119	258	86	219
Folla	0	514	0	518	0	258	0	219
Deformazioni termiche	0	514	0	518	0	258	0	219

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	178
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	3,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,4
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	75,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	2,5
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	2,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi superiori rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inferiori rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	370
	Spessore totale soletta (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
COEFF.	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
COPRIGIUNTI	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
PIOLI	Diametro bulloni (cm)	
	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
SALDATURE	passo pioli (cm)	30
	Larghezza gola anima sup. (mm)	7
	Larghezza gola anima inf. (mm)	7
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8	

CONCIO	A2
FRAME	1074
JOINT	N175



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	860	69	4.904.864	1.872	0	45.029	71.011	46.523	76.552
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.222	8.999.050	1.872	1.615.507	125.971	84.448	132.461	88.606
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	1.947	12.635.925	1.872	1.122.535	329.683	90.468	362.814	93.827
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.208	8.880.564	1.872	1.644.095	122.456	84.192	128.666	88.382

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	172	0	1	0	0	
Peso proprio soletta	418	0	2	0	0	
Permanenti	188	0	1	0	0	
Effetti primari del ritiro	235	261	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-144	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	815	0	37	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	245	0	1	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	382	370	-225	-242	0	516	499	-303	-327
Peso proprio soletta	0	928	898	-546	-589	0	1.769	1.712	-1.040	-1.122
Permanenti	12	149	142	-212	-223	17	1.993	1.925	-1.359	-1.456
Effetti primari del ritiro	-14	409	399	-50	-63	1	2.483	2.404	-1.418	-1.531
Effetti secondari del ritiro	-9	-118	-112	163	171	-10	2.342	2.270	-1.223	-1.326
Accidentali mezzi	73	247	225	-869	-901	88	2.676	2.573	-2.396	-2.542
Folla	0	0	0	0	0	88	2.676	2.573	-2.396	-2.542
Deformazioni termiche	15	194	185	-277	-290	99	2.816	2.706	-2.595	-2.751

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	3	4	4	4	6	5		0,00	0,00
Peso proprio soletta	7	9	8	13	18	16		0,00	0,00
Permanenti	4	4	3	19	25	21		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	19	25	21		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	19	25	21		0,00	0,00
Accidentali mezzi	143	165	118	212	247	181		0,00	0,00
Folla	0	0	0	212	247	181		0,00	0,00
Deformazioni termiche	4	4	3	215	251	183		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	3	4	4	4	6	5
Peso proprio soletta	7	9	8	13	18	16
Permanenti	4	4	3	19	25	21
Effetti primari del ritiro	0	0	0	19	25	21
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	19	25	21
Accidentali mezzi	143	165	118	212	247	181
Folla	0	0	0	212	247	181
Deformazioni termiche	4	4	3	215	251	183

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	499	303
Peso proprio soletta	1.712	1.041
Permanenti	1.925	1.359
Effetti primari del ritiro	2.404	1.419
Effetti secondari del ritiro	2.270	1.223
Accidentali mezzi	2.599	2.416
Folla	2.599	2.416
Deformazioni termiche	2.732	2.614

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/3

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	382	370	-225	-242	0	382	370	-225	-242
Peso proprio soletta	0	928	898	-546	-589	0	1.310	1.268	-771	-831
Permanenti	12	149	142	-212	-223	12	1.460	1.410	-983	-1.053
Effetti primari del ritiro	-14	409	399	-50	-63	-2	1.868	1.809	-1.033	-1.117
Effetti secondari del ritiro	-9	-118	-112	163	171	-11	1.751	1.698	-870	-945
Accidentali mezzi	73	247	225	-869	-901	62	1.998	1.922	-1.738	-1.846
Folla	0	0	0	0	0	62	1.998	1.922	-1.738	-1.846
Deformazioni termiche	15	194	185	-277	-290	77	2.192	2.107	-2.015	-2.136

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	3	4	4	3	4	4		0,00	0,00
Peso proprio soletta	7	9	8	10	13	12		0,00	0,00
Permanenti	4	4	3	14	18	15		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	14	18	15		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	14	18	15		0,00	0,00
Accidentali mezzi	143	165	118	157	183	134		0,00	0,00
Folla	0	0	0	157	183	134		0,00	0,00
Deformazioni termiche	4	4	3	160	187	137		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	3	4	4	3	4	4
Peso proprio soletta	7	9	8	10	13	12
Permanenti	4	4	3	14	18	15
Effetti primari del ritiro	0	0	0	14	18	15
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	14	18	15
Accidentali mezzi	143	165	118	157	183	134
Folla	0	0	0	157	183	134
Deformazioni termiche	4	4	3	160	187	137

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	370	225
Peso proprio soletta	1.268	771
Permanenti	1.410	983
Effetti primari del ritiro	1.810	1.033
Effetti secondari del ritiro	1.698	870
Accidentali mezzi	1.941	1.754
Folla	1.941	1.754
Deformazioni termiche	2.125	2.029

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	54	54
Effetti primari del ritiro	0	54
Effetti secondari del ritiro	0	54
Accidentali mezzi	2.666	2.720
Folla	0	2.720
Deformazioni termiche	54	2.774

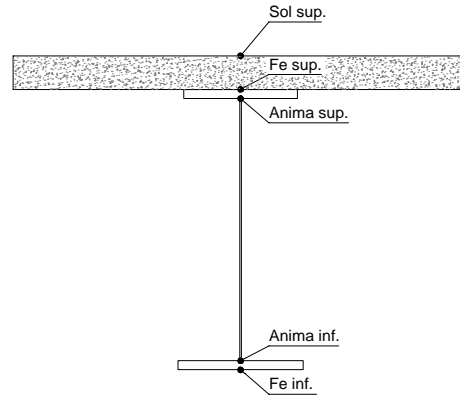
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	3	3	4	4	0	0	2	2
Peso proprio soletta	7	10	8	12	0	0	4	6
Permanenti	4	14	3	15	3	3	2	7
Effetti primari del ritiro	0	14	0	15	0	3	0	7
Effetti secondari del ritiro	0	14	0	15	0	3	0	7
Accidentali mezzi	143	157	118	134	127	130	54	61
Folla	0	157	0	134	0	130	0	61
Deformazioni termiche	4	160	3	137	3	132	2	63

TRAVE 2

CONCIO	C4
FRAME	1068
JOINT	N168

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	240
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	80
	Spessore ala superiore (cm)	3,0
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,6
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
SALDATURE	passo pioli (cm)	20
	Larghezza gola anima sup. (mm)	8
	Larghezza gola anima inf. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sfe} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	929	111	9.390.991	2.325	0	72.581	84.898	74.304	87.672
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.291	15.034.334	2.325	2.317.189	170.554	99.008	176.563	101.343
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	2.016	20.253.734	2.325	1.533.675	403.778	106.689	429.464	108.693
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.276	14.867.556	2.325	2.364.025	166.365	98.700	172.144	101.048
Sezione metallica + ferri	1.092	132	12.364.356	2.325	91.881	114.943	93.365	118.240	95.900

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-183	0	26	0	0	
Peso proprio soletta	-568	0	68	0	0	
Permanenti	-231	0	29	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-130	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	-738	0	89	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-252	-246	209	216	0	-340	-332	282	291
Peso proprio soletta	0	-783	-764	648	669	0	-1.397	-1.364	1.156	1.194
Permanenti	-251	-201	-195	241	247	-377	-1.698	-1.658	1.518	1.565
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-377	-1.698	-1.658	1.518	1.565
Effetti secondari del ritiro	-141	-113	-110	136	139	-547	-1.834	-1.789	1.680	1.732
Accidentali mezzi	-803	-642	-624	770	790	-1.631	-2.701	-2.632	2.719	2.800
Folla	0	0	0	0	0	-1.631	-2.701	-2.632	2.719	2.800
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.631	-2.701	-2.632	2.719	2.800

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	53	75	59	72	102	80		0,00	0,00
Peso proprio soletta	139	197	155	259	367	290		0,00	0,00
Permanenti	67	84	60	360	493	380		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	360	493	380		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	360	493	380		0,00	0,00
Accidentali mezzi	206	258	185	637	841	630		0,00	0,00
Folla	0	0	0	637	841	630		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	637	841	630		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	53	75	59	72	102	80
Peso proprio soletta	139	197	155	259	367	290
Permanenti	67	84	60	360	493	380
Effetti primari del ritiro	0	0	0	360	493	380
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	360	493	380
Accidentali mezzi	206	258	185	637	841	630
Folla	0	0	0	637	841	630
Deformazioni termiche	0	0	0	637	841	630

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	355	314
Peso proprio soletta	1.436	1.261
Permanenti	1.771	1.654
Effetti primari del ritiro	1.771	1.654
Effetti secondari del ritiro	1.895	1.805
Accidentali mezzi	2.854	2.930
Folla	2.854	2.930
Deformazioni termiche	2.854	2.930

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-252	-246	209	216	0	-252	-246	209	216
Peso proprio soletta	0	-783	-764	648	669	0	-1.035	-1.011	857	885
Permanenti	-251	-201	-195	241	247	-251	-1.236	-1.206	1.097	1.132
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-251	-1.236	-1.206	1.097	1.132
Effetti secondari del ritiro	-141	-113	-110	136	139	-393	-1.349	-1.316	1.233	1.271
Accidentali mezzi	-803	-642	-624	770	790	-1.196	-1.991	-1.940	2.003	2.062
Folla	0	0	0	0	0	-1.196	-1.991	-1.940	2.003	2.062
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.196	-1.991	-1.940	2.003	2.062

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	53	75	59	53	75	59		0,00	0,00
Peso proprio soletta	139	197	155	192	272	215		0,00	0,00
Permanenti	67	84	60	259	356	275		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	259	356	275		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	259	356	275		0,00	0,00
Accidentali mezzi	206	258	185	465	613	460		0,00	0,00
Folla	0	0	0	465	613	460		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	465	613	460		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	53	75	59	53	75	59
Peso proprio soletta	139	197	155	192	272	215
Permanenti	67	84	60	259	356	275
Effetti primari del ritiro	0	0	0	259	356	275
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	259	356	275
Accidentali mezzi	206	258	185	465	613	460
Folla	0	0	0	465	613	460
Deformazioni termiche	0	0	0	465	613	460

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	263	233
Peso proprio soletta	1.064	934
Permanenti	1.287	1.196
Effetti primari del ritiro	1.287	1.196
Effetti secondari del ritiro	1.390	1.322
Accidentali mezzi	2.100	2.155
Folla	2.100	2.155
Deformazioni termiche	2.100	2.155

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	739	739
Effetti primari del ritiro	0	739
Effetti secondari del ritiro	0	739
Accidentali mezzi	3.233	3.971
Folla	0	3.971
Deformazioni termiche	0	3.971

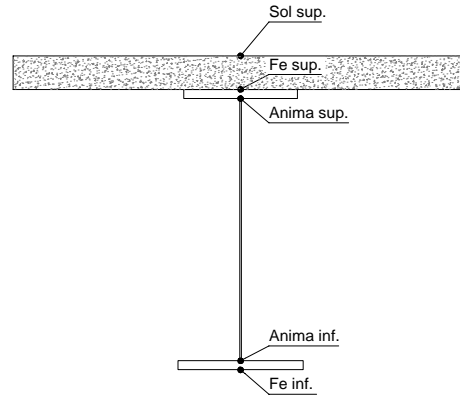
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	53	53	59	59	0	0	0	0
Peso proprio soletta	139	192	155	215	0	0	0	0
Permanenti	67	259	60	275	30	30	0	0
Effetti primari del ritiro	0	259	0	275	0	30	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	259	0	275	0	30	0	0
Accidentali mezzi	206	465	185	460	91	121	0	0
Folla	0	465	0	460	0	121	0	0
Deformazioni termiche	0	465	0	460	0	121	0	0

TRAVE 2

CONCIO	B8
FRAME	1058
JOINT	N158

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	209
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	50
	Spessore ala superiore (cm)	1,8
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,2
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
SALDATURE	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
	passo pioli (cm)	30
	Larghezza gola anima sup. (mm)	6
SALDATURE	Larghezza gola anima inf. (mm)	6
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sf} (cm ³)	W _{fe} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	545	82	3.774.345	845	0	29.764	45.921	30.193	47.661
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	907	8.326.469	845	1.528.894	120.372	59.548	123.588	60.854
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	1.632	11.391.508	845	1.139.446	371.249	63.884	394.384	64.977
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	893	8.213.427	845	1.549.603	116.337	59.346	119.380	60.661
Sezione metallica + ferri	708	115	6.372.676	845	52.766	67.958	55.306	69.288	56.784

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	-75	0	6	0	0	
Peso proprio soletta	-252	0	32	0	0	
Permanenti	-108	0	14	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-113	0	1	0	0	
Accidentali mezzi	-510	0	23	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-252	-248	157	163	0	-340	-335	212	220
Peso proprio soletta	0	-847	-835	529	549	0	-1.483	-1.462	926	961
Permanenti	-205	-159	-156	190	195	-307	-1.722	-1.696	1.212	1.254
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-307	-1.722	-1.696	1.212	1.254
Effetti secondari del ritiro	-214	-166	-163	199	204	-564	-1.921	-1.892	1.450	1.499
Accidentali mezzi	-967	-750	-736	898	922	-1.869	-2.934	-2.885	2.663	2.744
Folla	0	0	0	0	0	-1.869	-2.934	-2.885	2.663	2.744
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.869	-2.934	-2.885	2.663	2.744

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	15	27	22	20	36	30		0,00	0,00
Peso proprio soletta	80	142	120	128	227	192		0,00	0,00
Permanenti	48	62	44	201	320	258		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	201	320	258		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	3	4	3	205	326	261		0,00	0,00
Accidentali mezzi	79	102	72	312	463	358		0,00	0,00
Folla	0	0	0	312	463	358		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	312	463	358		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	15	27	22	20	36	30
Peso proprio soletta	80	142	120	128	227	192
Permanenti	48	62	44	201	320	258
Effetti primari del ritiro	0	0	0	201	320	258
Effetti secondari del ritiro	3	4	3	205	326	261
Accidentali mezzi	79	102	72	312	463	358
Folla	0	0	0	312	463	358
Deformazioni termiche	0	0	0	312	463	358

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	337	219
Peso proprio soletta	1.479	984
Permanenti	1.731	1.291
Effetti primari del ritiro	1.731	1.291
Effetti secondari del ritiro	1.925	1.519
Accidentali mezzi	2.935	2.734
Folla	2.935	2.734
Deformazioni termiche	2.935	2.734

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-252	-248	157	163	0	-252	-248	157	163
Peso proprio soletta	0	-847	-835	529	549	0	-1.099	-1.083	686	712
Permanenti	-205	-159	-156	190	195	-205	-1.258	-1.239	876	907
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-205	-1.258	-1.239	876	907
Effetti secondari del ritiro	-214	-166	-163	199	204	-419	-1.424	-1.402	1.075	1.112
Accidentali mezzi	-967	-750	-736	898	922	-1.385	-2.174	-2.138	1.973	2.034
Folla	0	0	0	0	0	-1.385	-2.174	-2.138	1.973	2.034
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.385	-2.174	-2.138	1.973	2.034

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	15	27	22	15	27	22		0,00	0,00
Peso proprio soletta	80	142	120	95	168	142		0,00	0,00
Permanenti	48	62	44	143	230	186		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	143	230	186		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	3	4	3	147	235	189		0,00	0,00
Accidentali mezzi	79	102	72	226	337	261		0,00	0,00
Folla	0	0	0	226	337	261		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	226	337	261		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	15	27	22	15	27	22
Peso proprio soletta	80	142	120	95	168	142
Permanenti	48	62	44	143	230	186
Effetti primari del ritiro	0	0	0	143	230	186
Effetti secondari del ritiro	3	4	3	147	235	189
Accidentali mezzi	79	102	72	226	337	261
Folla	0	0	0	226	337	261
Deformazioni termiche	0	0	0	226	337	261

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	250	162
Peso proprio soletta	1.095	729
Permanenti	1.264	934
Effetti primari del ritiro	1.264	934
Effetti secondari del ritiro	1.425	1.124
Accidentali mezzi	2.174	2.024
Folla	2.174	2.024
Deformazioni termiche	2.174	2.024

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	792	792
Effetti primari del ritiro	0	792
Effetti secondari del ritiro	56	848
Accidentali mezzi	1.587	2.435
Folla	0	2.435
Deformazioni termiche	0	2.435

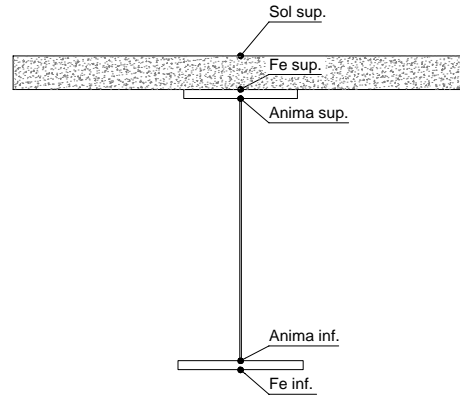
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	15	15	22	22	0	0	0	0
Peso proprio soletta	80	95	120	142	0	0	0	0
Permanenti	48	143	44	186	33	33	0	0
Effetti primari del ritiro	0	143	0	186	0	33	0	0
Effetti secondari del ritiro	3	147	3	189	2	35	0	0
Accidentali mezzi	79	226	72	261	54	89	0	0
Folla	0	226	0	261	0	89	0	0
Deformazioni termiche	0	226	0	261	0	89	0	0

TRAVE 2

CONCIO	B9
FRAME	1084
JOINT	N184

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	209
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	80
	Spessore ala superiore (cm)	2,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,4
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	90,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
SALDATURE	passo pioli (cm)	20
	Larghezza gola anima sup. (mm)	7
	Larghezza gola anima inf. (mm)	7
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8	



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sfte} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	755	95	5.913.497	1.413	0	51.923	62.176	53.088	64.201
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.117	10.159.699	1.413	1.826.872	142.551	73.766	147.734	75.408
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	1.842	13.661.988	1.413	1.250.031	375.939	79.127	403.712	80.526
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.103	10.041.520	1.413	1.860.227	138.591	73.540	143.544	75.192
Sezione metallica + ferri	918	118	8.213.865	1.413	69.785	90.558	69.434	93.125	71.241

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-150	0	12	0	0	
Peso proprio soletta	-386	0	42	0	0	
Permanenti	-156	0	18	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-148	0	2	0	0	
Accidentali mezzi	-544	0	62	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-289	-283	234	241	0	-390	-381	315	326
Peso proprio soletta	0	-743	-727	601	621	0	-1.394	-1.363	1.127	1.164
Permanenti	-224	-172	-168	219	225	-335	-1.652	-1.614	1.456	1.501
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-335	-1.652	-1.614	1.456	1.501
Effetti secondari del ritiro	-212	-163	-159	208	213	-590	-1.848	-1.805	1.705	1.757
Accidentali mezzi	-780	-601	-584	764	783	-1.642	-2.659	-2.594	2.736	2.814
Folla	0	0	0	0	0	-1.642	-2.659	-2.594	2.736	2.814
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.642	-2.659	-2.594	2.736	2.814

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	33	46	37	44	62	49		0,00	0,00
Peso proprio soletta	114	159	128	198	277	223		0,00	0,00
Permanenti	55	68	49	281	379	297		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	281	379	297		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	289	388	303		0,00	0,00
Accidentali mezzi	191	235	170	546	706	533		0,00	0,00
Folla	0	0	0	546	706	533		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	546	706	533		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	33	46	37	44	62	49
Peso proprio soletta	114	159	128	198	277	223
Permanenti	55	68	49	281	379	297
Effetti primari del ritiro	0	0	0	281	379	297
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	289	388	303
Accidentali mezzi	191	235	170	546	706	533
Folla	0	0	0	546	706	533
Deformazioni termiche	0	0	0	546	706	533

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	389	327
Peso proprio soletta	1.406	1.191
Permanenti	1.686	1.544
Effetti primari del ritiro	1.686	1.544
Effetti secondari del ritiro	1.873	1.784
Accidentali mezzi	2.761	2.887
Folla	2.761	2.887
Deformazioni termiche	2.761	2.887

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/3

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-289	-283	234	241	0	-289	-283	234	241
Peso proprio soletta	0	-743	-727	601	621	0	-1.032	-1.010	835	862
Permanenti	-224	-172	-168	219	225	-224	-1.205	-1.177	1.054	1.087
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-224	-1.205	-1.177	1.054	1.087
Effetti secondari del ritiro	-212	-163	-159	208	213	-436	-1.368	-1.336	1.262	1.300
Accidentali mezzi	-780	-601	-584	764	783	-1.215	-1.969	-1.920	2.025	2.083
Folla	0	0	0	0	0	-1.215	-1.969	-1.920	2.025	2.083
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.215	-1.969	-1.920	2.025	2.083

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	33	46	37	33	46	37		0,00	0,00
Peso proprio soletta	114	159	128	147	205	165		0,00	0,00
Permanenti	55	68	49	202	273	214		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	202	273	214		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	209	281	220		0,00	0,00
Accidentali mezzi	191	235	170	399	516	390		0,00	0,00
Folla	0	0	0	399	516	390		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	399	516	390		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	33	46	37	33	46	37
Peso proprio soletta	114	159	128	147	205	165
Permanenti	55	68	49	202	273	214
Effetti primari del ritiro	0	0	0	202	273	214
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	209	281	220
Accidentali mezzi	191	235	170	399	516	390
Folla	0	0	0	399	516	390
Deformazioni termiche	0	0	0	399	516	390

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	288	242
Peso proprio soletta	1.041	882
Permanenti	1.228	1.117
Effetti primari del ritiro	1.228	1.117
Effetti secondari del ritiro	1.384	1.318
Accidentali mezzi	2.041	2.135
Folla	2.041	2.135
Deformazioni termiche	2.041	2.135

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	570	570
Effetti primari del ritiro	0	570
Effetti secondari del ritiro	62	632
Accidentali mezzi	2.657	3.289
Folla	0	3.289
Deformazioni termiche	0	3.289

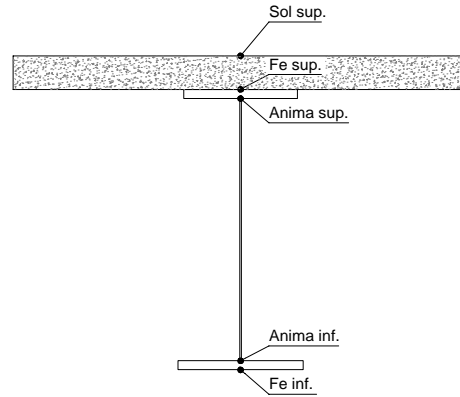
VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	33	33	37	37	0	0	0	0
Peso proprio soletta	114	147	128	165	0	0	0	0
Permanenti	55	202	49	214	27	27	0	0
Effetti primari del ritiro	0	202	0	214	0	27	0	0
Effetti secondari del ritiro	6	209	5	220	3	30	0	0
Accidentali mezzi	191	399	170	390	94	125	0	0
Folla	0	399	0	390	0	125	0	0
Deformazioni termiche	0	399	0	390	0	125	0	0

TRAVE 2

CONCIO	C5
FRAME	1091
JOINT	N192

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	178
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	3,0
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,6
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70,0
	Spessore ala inferiore (cm)	3,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	1
SOLETTA	Angolo α travi princ. e controventi	90
	Spessore equivalente t* (cm)	0,00
	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	370
	Spessore sol. collaborante (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	26
COEFF.	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri inferiori	26
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
COPRIGIUNTI	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
PIOLI	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
SALDATURE	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
	Larghezza gola anima sup. (mm)	8
Larghezza gola anima inf. (mm)	8	
Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8	
Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8	



ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

ϕ 20/10 cm (armatura equivalente)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sf} (cm ³)	W _{fe} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	665	85	3.654.331	1.405	0	39.317	42.965	40.628	44.536
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	1.028	6.535.061	1.405	1.416.828	121.036	52.699	128.156	54.006
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	1.753	8.745.356	1.405	975.421	358.094	56.944	408.243	58.079
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	1.013	6.458.050	1.405	1.441.525	117.354	52.518	124.120	53.831
Sezione metallica + ferri	828	107	5.242.711	1.405	53.293	73.452	49.170	76.675	50.594

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-57	0	15	0	0	
Peso proprio soletta	-303	0	54	0	0	
Permanenti	-122	0	23	0	0	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-94	0	2	0	0	
Accidentali mezzi	-413	0	80	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-145	-140	128	133	0	-196	-189	173	179
Peso proprio soletta	0	-771	-746	680	705	0	-1.236	-1.196	1.091	1.131
Permanenti	-229	-166	-159	241	248	-343	-1.485	-1.435	1.453	1.503
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-343	-1.485	-1.435	1.453	1.503
Effetti secondari del ritiro	-176	-128	-123	186	191	-555	-1.639	-1.582	1.676	1.733
Accidentali mezzi	-775	-562	-539	816	840	-1.601	-2.398	-2.309	2.778	2.867
Folla	0	0	0	0	0	-1.601	-2.398	-2.309	2.778	2.867
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.601	-2.398	-2.309	2.778	2.867

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	42	59	45	57	79	61		0,00	0,00
Peso proprio soletta	152	211	162	262	363	280		0,00	0,00
Permanenti	74	90	61	373	498	370		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	373	498	370		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	381	507	377		0,00	0,00
Accidentali mezzi	257	312	211	727	929	661		0,00	0,00
Folla	0	0	0	727	929	661		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	727	929	661		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	42	59	45	57	79	61
Peso proprio soletta	152	211	162	262	363	280
Permanenti	74	90	61	373	498	370
Effetti primari del ritiro	0	0	0	373	498	370
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	381	507	377
Accidentali mezzi	257	312	211	727	929	661
Folla	0	0	0	727	929	661
Deformazioni termiche	0	0	0	727	929	661

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	214	202
Peso proprio soletta	1.280	1.194
Permanenti	1.574	1.588
Effetti primari del ritiro	1.574	1.588
Effetti secondari del ritiro	1.714	1.798
Accidentali mezzi	2.630	3.005
Folla	2.630	3.005
Deformazioni termiche	2.630	3.005

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-145	-140	128	133	0	-145	-140	128	133
Peso proprio soletta	0	-771	-746	680	705	0	-916	-886	808	838
Permanenti	-229	-166	-159	241	248	-229	-1.082	-1.045	1.049	1.086
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-229	-1.082	-1.045	1.049	1.086
Effetti secondari del ritiro	-176	-128	-123	186	191	-405	-1.210	-1.168	1.235	1.277
Accidentali mezzi	-775	-562	-539	816	840	-1.180	-1.772	-1.706	2.052	2.117
Folla	0	0	0	0	0	-1.180	-1.772	-1.706	2.052	2.117
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-1.180	-1.772	-1.706	2.052	2.117

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	42	59	45	42	59	45		0,00	0,00
Peso proprio soletta	152	211	162	194	269	207		0,00	0,00
Permanenti	74	90	61	268	359	268		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	268	359	268		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	274	367	273		0,00	0,00
Accidentali mezzi	257	312	211	531	679	483		0,00	0,00
Folla	0	0	0	531	679	483		0,00	0,00
Deformazioni termiche	0	0	0	531	679	483		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	42	59	45	42	59	45
Peso proprio soletta	152	211	162	194	269	207
Permanenti	74	90	61	268	359	268
Effetti primari del ritiro	0	0	0	268	359	268
Effetti secondari del ritiro	6	8	5	274	367	273
Accidentali mezzi	257	312	211	531	679	483
Folla	0	0	0	531	679	483
Deformazioni termiche	0	0	0	531	679	483

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	158	150
Peso proprio soletta	948	884
Permanenti	1.144	1.147
Effetti primari del ritiro	1.144	1.147
Effetti secondari del ritiro	1.261	1.323
Accidentali mezzi	1.939	2.216
Folla	1.939	2.216
Deformazioni termiche	1.939	2.216

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

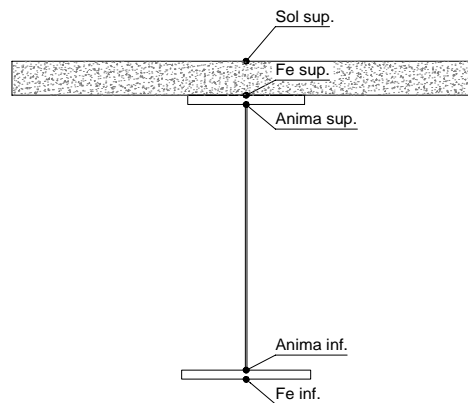
	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	608	608
Effetti primari del ritiro	0	608
Effetti secondari del ritiro	52	660
Accidentali mezzi	2.780	3.440
Folla	0	3.440
Deformazioni termiche	0	3.440

VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)	PARZIALI (daN/cm ²)	TOTALI (daN/cm ²)
Peso proprio acciaio	42	42	45	45	0	0	0	0
Peso proprio soletta	152	194	162	207	0	0	0	0
Permanenti	74	268	61	268	39	39	0	0
Effetti primari del ritiro	0	268	0	268	0	39	0	0
Effetti secondari del ritiro	6	274	5	273	3	43	0	0
Accidentali mezzi	257	531	211	483	137	180	0	0
Folla	0	531	0	483	0	180	0	0
Deformazioni termiche	0	531	0	483	0	180	0	0

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	178
	Interasse travi metalliche (cm)	300
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	2,0
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,2
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70,0
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	1,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	1,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto all'intradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	90
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	370
	Spessore totale soletta (cm)	30
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	25
	Larghezza sol. collaborante (cm)	264
COEFF.	Larghezza soletta x ritiro (cm)	350,0
	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,21
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,07
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	18,98
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,25E-04
COPRIGIUNTI	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
PIOLI	Diametro bulloni (cm)	
	Resistenza piolo SLE (daN)	5255
	Numero pioli in linea n°	2
SALDATURE	passo pioli (cm)	30
	Larghezza gola anima sup. (mm)	6
	Larghezza gola anima inf. (mm)	6
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8	

CONCIO	A5
FRAME	1097
JOINT	N198



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	606	67	3.253.338	1.752	0	29.200	48.861	29.733	51.984
Sezione metallica + soletta collaborante	18,21	969	7.042.391	1.752	1.376.139	111.449	61.339	115.091	63.554
Sezione metallica + soletta collaborante	6,07	1.694	9.779.813	1.752	1.012.060	341.283	65.485	366.889	67.287
Sezione metallica + soletta collaborante	18,98	954	6.944.416	1.752	1.395.750	107.777	61.148	111.230	63.381

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/3

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	102	0	1	0	0	
Peso proprio soletta	325	0	2	0	0	
Permanenti	142	0	1	0	0	
Effetti primari del ritiro	214	261	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-38	0	2	0	0	
Accidentali mezzi	631	0	32	0	0	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	60	0	4	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	349	343	-196	-209	0	472	463	-265	-282
Peso proprio soletta	0	1.113	1.093	-625	-665	0	1.974	1.939	-1.109	-1.180
Permanenti	10	127	123	-223	-231	15	2.165	2.124	-1.444	-1.527
Effetti primari del ritiro	-10	473	467	-64	-76	4	2.732	2.684	-1.521	-1.619
Effetti secondari del ritiro	-3	-35	-34	60	62	0	2.690	2.643	-1.449	-1.544
Accidentali mezzi	62	185	172	-938	-964	85	2.940	2.875	-2.715	-2.845
Folla	0	0	0	0	0	85	2.940	2.875	-2.715	-2.845
Deformazioni termiche	4	54	52	-94	-98	88	2.979	2.912	-2.783	-2.915

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	3	5	5	5	7	6		0,00	0,00
Peso proprio soletta	7	10	9	14	21	19		0,00	0,00
Permanenti	4	5	4	20	29	24		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	20	29	24		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	9	10	7	31	41	33		0,00	0,00
Accidentali mezzi	146	166	112	228	266	185		0,00	0,00
Folla	0	0	0	228	266	185		0,00	0,00
Deformazioni termiche	17	21	15	240	281	196		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	3	5	5	5	7	6
Peso proprio soletta	7	10	9	14	21	19
Permanenti	4	5	4	20	29	24
Effetti primari del ritiro	0	0	0	20	29	24
Effetti secondari del ritiro	9	10	7	31	41	33
Accidentali mezzi	146	166	112	228	266	185
Folla	0	0	0	228	266	185
Deformazioni termiche	17	21	15	240	281	196

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	463	265
Peso proprio soletta	1.939	1.109
Permanenti	2.124	1.445
Effetti primari del ritiro	2.684	1.521
Effetti secondari del ritiro	2.643	1.450
Accidentali mezzi	2.902	2.734
Folla	2.902	2.734
Deformazioni termiche	2.942	2.803

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/3

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	349	343	-196	-209	0	349	343	-196	-209
Peso proprio soletta	0	1.113	1.093	-625	-665	0	1.462	1.436	-821	-874
Permanenti	10	127	123	-223	-231	10	1.590	1.559	-1.045	-1.105
Effetti primari del ritiro	-10	473	467	-64	-76	0	2.062	2.026	-1.109	-1.182
Effetti secondari del ritiro	-3	-35	-34	60	62	-2	2.027	1.992	-1.049	-1.120
Accidentali mezzi	62	185	172	-938	-964	60	2.212	2.164	-1.987	-2.083
Folla	0	0	0	0	0	60	2.212	2.164	-1.987	-2.083
Deformazioni termiche	4	54	52	-94	-98	64	2.266	2.216	-2.081	-2.181

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2) Anima	TOTALI (daN/cm2) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	3	5	5	3	5	5		0,00	0,00
Peso proprio soletta	7	10	9	10	16	14		0,00	0,00
Permanenti	4	5	4	15	21	18		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	15	21	18		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	9	10	7	23	31	25		0,00	0,00
Accidentali mezzi	146	166	112	169	198	138		0,00	0,00
Folla	0	0	0	169	198	138		0,00	0,00
Deformazioni termiche	17	21	15	186	218	153		0,00	0,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	3	5	5	3	5	5
Peso proprio soletta	7	10	9	10	16	14
Permanenti	4	5	4	15	21	18
Effetti primari del ritiro	0	0	0	15	21	18
Effetti secondari del ritiro	9	10	7	23	31	25
Accidentali mezzi	146	166	112	169	198	138
Folla	0	0	0	169	198	138
Deformazioni termiche	17	21	15	186	218	153

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	343	196
Peso proprio soletta	1.436	822
Permanenti	1.560	1.045
Effetti primari del ritiro	2.026	1.109
Effetti secondari del ritiro	1.992	1.050
Accidentali mezzi	2.184	2.001
Folla	2.184	2.001
Deformazioni termiche	2.239	2.098

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	62	62
Effetti primari del ritiro	0	62
Effetti secondari del ritiro	123	185
Accidentali mezzi	2.463	2.649
Folla	0	2.649
Deformazioni termiche	249	2.898

VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	3	3	5	5	0	0	0	0
Peso proprio soletta	7	10	9	14	0	0	0	0
Permanenti	4	15	4	18	3	3	0	0
Effetti primari del ritiro	0	15	0	18	0	3	0	0
Effetti secondari del ritiro	9	23	7	25	7	10	0	0
Accidentali mezzi	146	169	112	138	137	147	0	0
Folla	0	169	0	138	0	147	0	0
Deformazioni termiche	17	186	15	153	14	161	0	0

5. VERIFICHE PARTICOLARI

5.1 VERIFICA DEI CONNETTORI

I connettori assicurano l'aderenza tra le travi metalliche e la soletta d'impalcato; essi sono pertanto sollecitati a scorrimento, il quale è massimo quando è massima l'azione di taglio. Si riportano di seguito le verifiche nelle sezioni più significative.

5.1.1 RESISTENZA DI CALCOLO DEI CONNETTORI

d diametro dei pioli = 2,2 cm

h_{sc} altezza efficace dei pioli = 220 mm

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo = $0,83 \times 37 = 30,71 \text{ N/mm}^2$

f_t tensione di rottura dell'acciaio dei pioli = 360 N/mm^2

γ_V coefficiente 1,25 allo stato ultimo

E_c modulo di Young del calcestruzzo = $18.000\sqrt{370} = 346.237 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza allo Stato Limite Ultimo è data dal minore dei valori ottenuti con le seguenti espressioni:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_V \cdot 10^3$$

$$h_{sc} / d = 0,6 \cdot 22 / 2,2 = 6 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} \cdot 10^{-3} / \gamma_V = 115,79 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd1} \text{ (kN)} = 0,8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot 10^{-3} / \gamma_V = 87,58 \text{ kN}$$

Per le verifiche allo SLE secondo UNI EN 1994-2:

$$P_{d \text{ adm}} = \min \{P_{Rd1}; P_{Rd2}\} \cdot 0,60 = 52,55 \text{ kN/piolo}$$

5.1.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si esegue la verifica dei connettori sulla trave in corrispondenza dei conci di campata e continuità; si riportano le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti, già indicate al capitolo 3.

CAMPATA			CONTINUITA'		
CONCIO	COEFF.	S*/J soletta	CONCIO	COEFF.	S*/J soletta
A3	n=18,21	0,00257	C3	n=18,21	0,00184
	n=6,07	0,00356		n=6,07	0,00304
A1	n=18,21	0,00413	C1	n=18,21	0,00207
	n=6,07	0,00516		n=6,07	0,00324
A2	n=18,21	0,00358	C2	n=18,21	0,00192
	n=6,07	0,00480		n=6,07	0,00311
B8	n=18,21	0,00377	C4	n=18,21	0,00255
	n=6,07	0,00460		n=6,07	0,00363
B9	n=18,21	0,00317	C5	n=18,21	0,00397
	n=6,07	0,00429		n=6,07	0,00521
A5	n=18,21	0,00415			
	n=6,07	0,00513			

5.1.3 AZIONI SUI PIOLI

5.1.3.1 CONCIO C5

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio si riscontrano sulla pila 10 e sono:

carichi permanenti (frame 1091 joint N192) T = 23 ton

carichi accidentali mezzi (frame 1091 joint N192) T = 80 ton

Lo scorrimento risulta:

$$s = T \cdot \frac{S^*}{J} = (23 \cdot 3,97 + 80 \cdot 5,21) \cdot 10^{-1} = 50,811 \text{ ton/m}$$

In corrispondenza dell'appoggio sulla pila, i pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\max} = \frac{50,811}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 3,387 \text{ kg/piolo} < P_{d \text{ adm}}$$

5.1.3.2 CONCIO A1

Le azioni massime di taglio in corrispondenza della campata si riscontrano nel concio centale della settima campata e sono:

carichi permanenti (frame 1036 joint N136) T = 2 ton

carichi accidentali mezzi (frame 1036 joint N136) T = 43 ton

Lo scorrimento risulta:

$$s = T \cdot \frac{S^*}{J} = (2 \cdot 4,13 + 43 \cdot 5,16) \cdot 10^{-1} = 23,01 \text{ ton/m}$$

In corrispondenza del concio di campata, i pioli sono disposti su 2 file ad interasse 30 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\max} = \frac{23,010}{2 \cdot \frac{100}{30}} = 3,452 \text{ kg/piolo} < P_{d \text{ adm}}$$

6. AZIONI AGLI APPOGGI

6.1 AZIONI VERTICALI

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata al § 3.7 si ottengono i valori delle azioni verticali massime trasmesse agli appoggi, suddivisi per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in tonnellate.

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)									
	Spalla A					Pila 1				
Joint	N101	N201	N301	N401	N501	N115	N215	N315	N415	N515
Peso proprio acciaio	21,37	22,00	22,02	22,00	21,37	80,06	81,93	82,02	81,93	80,06
Peso proprio soletta	52,09	49,13	49,75	49,13	52,09	163,99	152,66	156,36	152,66	163,99
Permanenti	22,92	20,21	20,45	20,21	22,92	68,83	59,53	61,34	59,53	68,83
Totale permanenti	96,38	91,34	92,22	91,34	96,38	312,88	294,12	299,74	294,12	312,88
Accidentali mezzi	17,05	71,2	105,84	71,2	17,05	34,35	116,83	197,61	116,83	34,35

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)									
	Pila 2					Pila 3				
Joint	N129	N229	N329	N429	N529	N143	N243	N343	N443	N543
Peso proprio acciaio	53,17	54,86	54,89	54,86	53,17	68,50	70,29	70,36	70,29	68,50
Peso proprio soletta	129,56	119,26	123,04	119,26	129,26	154,88	144,04	147,73	144,04	154,88
Permanenti	56,81	48,38	50,40	48,38	56,81	65,04	56,12	58,00	56,12	65,04
Totale permanenti	239,54	222,50	228,33	222,50	239,54	288,42	270,45	276,09	270,45	288,42
Accidentali mezzi	32,02	111,56	189,41	111,56	32,02	33,84	115,38	194,84	115,38	33,84

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)									
	Pila 4					Pila 5				
Joint	N157	N257	N357	N457	N557	N168	N268	N368	N468	N568
Peso proprio acciaio	31,91	33,30	33,27	33,30	31,91	39,82	41,33	41,30	41,33	39,82
Peso proprio soletta	104,74	96,09	99,81	96,09	104,74	118,31	109,44	113,05	109,44	118,31
Permanenti	45,94	38,83	41,03	38,83	45,94	50,32	42,98	45,06	42,98	50,32
Totale permanenti	182,59	168,22	174,11	168,22	182,59	208,45	193,75	199,41	193,75	208,45
Accidentali mezzi	30,58	103,66	175,46	103,66	30,58	30,29	104,05	176,18	104,05	30,29

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)									
	Pila 6					Pila 7				
Joint	N182	N282	N382	N482	N582	N192	N292	N392	N492	N592
Peso proprio acciaio	50,49	52,04	52,02	52,04	50,49	21,60	22,93	22,90	23,93	21,60
Peso proprio soletta	128,59	119,02	122,96	119,02	128,59	92,02	84,26	87,44	84,26	92,02
Permanenti	55,14	47,21	49,42	47,21	55,14	39,34	32,99	35,02	32,99	39,34
Totale permanenti	234,22	218,27	224,40	218,27	234,22	152,96	140,18	145,36	140,18	152,96
Accidentali mezzi	30,35	104,24	179,48	104,24	30,35	21,62	87,10	153,25	87,10	21,62

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)				
	Spalla 2				
	Joint	N1102	N2102	N3102	N4102
Peso proprio acciaio	11,27	11,87	11,87	11,87	11,27
Peso proprio soletta	39,09	36,68	37,19	36,68	39,09
Permanenti	16,96	14,74	15,07	14,74	16,96
Totale permanenti	67,32	63,29	64,13	63,29	67,32
Accidentali mezzi	11,23	60,48	92,86	60,48	11,23

6.2 AZIONI ORIZZONTALI

6.2.1 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e per i ponti di prima categoria è uguale a:

$$18 \text{ ton} \leq H_f = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 90 \text{ ton}$$

dove w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Essendo $L = 600 \text{ m}$ e $w_1 = 3,00 \text{ m}$ risulta:

$$H_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 30) + 0,10 \cdot 0,90 \cdot 3,00 \cdot 600,00 = 198,00 \text{ ton} > 90 \text{ ton} \Rightarrow H_f = 90 \text{ ton}$$

6.2.2 AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m^2 in direzione ortogonale all'asse del ponte considerando l'impalcato carico:

$$\text{SPALLA 1} \quad H_{\text{trasv},60} = 0,250 \cdot \frac{60}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30 + 3,00) = 45 \text{ ton}$$

$$\text{PILA 1, 2, 3, 4, 5, 6} \quad H_{\text{trasv},60-60} = 0,250 \cdot \frac{60+60}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30 + 3,00) = 90 \text{ ton}$$

$$\text{PILA 7, 8, 9} \quad H_{\text{trasv},60-40} = 0,250 \cdot \frac{60+40}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30 + 3,00) = 75 \text{ ton}$$

$$\text{PILA 10} \quad H_{\text{trasv},40-40} = 0,250 \cdot \frac{40+40}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30 + 3,00) = 60 \text{ ton}$$

$$\text{SPALLA 2} \quad H_{\text{trasv},40} = 0,250 \cdot \frac{40}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30 + 3,00) = 30 \text{ ton}$$

e considerando l'impalcato scarico:

$$\text{SPALLA 1} \quad H_{\text{trasv},60} = 0,250 \cdot \frac{60}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30) = 22,5 \text{ ton}$$

$$\text{PILA 1, 2, 3, 4, 5, 6} \quad H_{\text{trasv},60-60} = 0,250 \cdot \frac{60+60}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30) = 45 \text{ ton}$$

$$\text{PILA 7, 8, 9} \quad H_{\text{trasv},60-40} = 0,250 \cdot \frac{60+40}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30) = 37,5 \text{ ton}$$

$$\text{PILA 10} \quad H_{\text{trasv},40-40} = 0,250 \cdot \frac{40+40}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30) = 30 \text{ ton}$$

$$\text{SPALLA 2} \quad H_{\text{trasv},40} = 0,250 \cdot \frac{40}{2} \cdot (2,40 + 0,30 + 0,30) = 15 \text{ ton}$$

6.2.3 AZIONE D'ATTRITO

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 40 °C. La forza d'attrito agente su ciascuna sottostruttura è infatti ottenuta come la suddetta deformazione moltiplicata per la rigidezza dell'appoggio.

Nella tabella seguente si riporta l'azione d'attrito relativa a ciascuna sottostruttura.

	Δl_{long}	k_h	H_{att}
	mm	ton/mm	ton
SPALLA 1	120	0,60	72,0
PILA 1	96	0,60	57,6
PILA 2	72	0,60	43,2
PILA 3	48	0,60	28,8
PILA 4	24	0,60	14,4
PILA 5	0	0,60	0,0
PILA 6	24	0,60	14,4
PILA 7	48	0,60	28,8
PILA 8	64	0,60	38,4
PILA 9	88	0,60	52,8
PILA 10	96	0,60	57,6
SPALLA 2	120	0,60	72,0

6.3 ESECURSIONE DEI GIUNTI

Il calcolo d'escursione dei giunti avviene come segue assumendo una variazione termica $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$:

SPALLA 1 e SPALLA 2

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (300.000) \cdot \pm 30 = \pm 90,00 \text{ mm}$$

PILA 1

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000 \cdot 4) \cdot \pm 30 = \pm 72,00 \text{ mm}$$

PILA 2

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000 \cdot 3) \cdot \pm 30 = \pm 54,00 \text{ mm}$$

PILA 3 e PILA 7

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000 \cdot 2) \cdot \pm 30 = \pm 36,00 \text{ mm}$$

PILA 4 e PILA 6

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000) \cdot \pm 30 = \pm 18,00 \text{ mm}$$

PILA 5

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot 0 \cdot \pm 30 = \pm 0 \text{ mm}$$

PILA 8

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000 \cdot 2 + 40.000) \cdot \pm 30 = \pm 48,00 \text{ mm}$$

PILA 9

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000 \cdot 3 + 40.000) \cdot \pm 30 = \pm 66,00 \text{ mm}$$

PILA 10

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot (60.000 \cdot 3 + 40.000 \cdot 2) \cdot \pm 30 = \pm 78,00 \text{ mm}$$

7. PILE

Il viadotto in esame è caratterizzato da tre tipologie di pile: una tipologia a cavalletto, una di tipo tradizionale a singolo fusto circolare e uno anch'esso tradizionale a doppio fusto circolare.

7.1 TIPOLOGIA A CAVALLETTO

7.1.1 AZIONI VERTICALI

7.1.1.1 PESI PROPRI

Traverso	$(19,40 + 17,10) \cdot \frac{3,00}{2} \cdot 2,50 \cdot 2,500 =$	342,2	ton
Fusti	$(2,50 + 1,80) \cdot \frac{8,53}{2} \cdot 2,15 \cdot 2,500 \cdot 2 =$	197,1	ton
Plinti	$2 \cdot 17,30 \cdot 7,10 \cdot 3,00 \cdot 2,500 =$	1.842,5	ton

7.1.1.2 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori massimi per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali

peso acciaio	$(68,5 + 70,3 + 70,4 + 70,4 + 70,3 + 68,5) =$	418,4	ton
peso soletta	$(154,9 + 144,0 + 147,7 + 147,7 + 144,0 + 154,9) =$	893,2	ton
permanenti	$(65,0 + 56,1 + 58,0 + 58,0 + 56,1 + 65,0) =$	358,2	ton
accidentali cond. N_{max}	$(33,8 + 115,4 + 194,8 + 194,8 + 115,4 + 33,8) =$	688,0	ton

7.1.1.3 ECCENTRICITA' LONGITUDINALE DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Gli sforzi riportati nelle tabelle riepilogative precedenti si riferiscono all'asse appoggio teorico verticale e non tengono in realtà conto della possibile eccentricità in direzione longitudinale da attribuire ai carichi verticali. Tali eccentricità derivano dalle incertezze esecutive e dal possibile spostamento in direzione longitudinale della reazione d'appoggio, che è dovuto alle contrazioni dell'impalcato, al respiro termico della struttura e allo spostamento dovuto alle azioni longitudinali.

Si evidenzia infatti che gli appoggi sono conformati in modo da mantenere inalterata la posizione della reazione rispetto alla struttura d'impalcato, ma non alle sottostrutture.

I valori in gioco sono riportati qui nel seguito.

Eccentricità convenzionale del punto di applicazione dei carichi d'impalcato al fine di prendere in considerazione le incertezze esecutive (valutata sulla dimensione trasversale delle colonne) :

$$e_o = s/30 = 2,50 / 30 = \pm 0,08 \text{ m}$$

Momenti flettenti in direzione longitudinale per eccentricità:

per peso proprio e permanenti	$(418,4 + 893,2 + 358,2) \cdot 0,08 =$	133,6	tonm
per accidentali cond. N_{max}	$688,0 \cdot 0,08 =$	55,0	tonm

7.1.2 AZIONI ORIZZONTALI

7.1.2.1 FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e per i ponti di prima categoria è uguale a:

$$18 \text{ ton} \leq H_f = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 90 \text{ ton}$$

dove w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Essendo $L = 600 \text{ m}$ e $w_1 = 3,00 \text{ m}$ risulta:

$$H_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 30) + 0,10 \cdot 0,90 \cdot 3,00 \cdot 600,00 = 198,00 \text{ ton} > 90 \text{ ton} \Rightarrow H_f = 90 \text{ ton}$$

Che si distribuisce in ugual modo su ciascun isolatore:

$$H_f = \frac{90}{65} = 1,38 \text{ ton / appoggio} \rightarrow H_f = 8,28 \text{ ton}$$

7.1.2.2 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m² in direzione ortogonale all'asse del ponte considerando:

l'impalcato carico

$$H_{\text{trasv},60-60} = 90 \text{ ton}$$

l'impalcato scarico

$$H_{\text{trasv},60-60} = 45 \text{ ton}$$

7.1.2.3 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Le azioni dovute all'urto dei veicoli debbono essere assorbite da una barriera di classe H4, che ammette un livello di Contenimento $L_c \geq 572 \text{ kJ}$ che può essere ricondotto ad una forza statica equivalente con riferimento al documento CEN/TC 226 N 185 E e CEN/TC 226 N 187 E 30/04/1995.

Per valutare la forza media che si sviluppa durante la collisione, bisogna calcolare l'energia cinetica posseduta dal veicolo prima dell'impatto e bilanciarla col lavoro della forza laterale che agisce sul baricentro del veicolo:

$$T = \frac{M \cdot v_n^2}{2}$$

$$W_n = F_{AV} \cdot s_n$$

dove:

T è l'energia cinetica laterale del veicolo;

M è la massa del veicolo;

v velocità del baricentro del veicolo;

α angolo di impatto del veicolo;

$v = v_n \cdot \sin \alpha$ componente della velocità di baricentro del veicolo ortogonale alla barriera

F_{AV} è la forza media agente sul baricentro del veicolo;

s_n è lo spostamento totale del baricentro del veicolo in direzione perpendicolare alla barriera.

Uguagliando le due espressioni e considerando, come prescritto dalla normativa D.M. 03/06/1998, l'urto di un autocarro della massa di 31,5 ton che impatta a 65 km/h e con un angolo di 20°, ipotizzando uno spostamento di 0,4 m, la forza media risulta:

$$F_{AV} = 24,20 \text{ ton.}$$

La forza massima agente sugli ancoraggi della barriera può essere valutata con un coefficiente moltiplicativo di 2,5:

$$F_{Max} = F_{AV} \cdot 2,5 = 60,5 \text{ ton}$$

Si può ipotizzare che l'azione si ripartisca su due pile, e che l'urto coinvolga una estesa di barriera all'interno della campata, ottenendo una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{60,5}{2 \cdot 1,5} = 20,00 \text{ ton}$$

applicata a 1,0 m dal piano stradale.

7.1.2.4 AZIONE D'ATTRITO

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 40 °C: $H_s = 28,80 \text{ ton}$

7.1.2.5 SISMA

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera oggetto della presente relazione si è deciso di utilizzare isolatori elastomerici, composti essenzialmente da strati di materiale elastomerici (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre d'acciaio, aventi prevalente funzione di sconfinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi verticali permanenti ed accidentali mediante azioni perpendicolari agli strati.

7.1.2.5.1 AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO

Si adotta il metodo dell'analisi statica lineare che considera due traslazioni orizzontali indipendenti.

Si assume che la sovrastruttura sia un solido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo proprio equivalente pari a:

$$T_{is} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_{esi}}}$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura ottenuta dalla somma delle reazioni agli appoggi per i carichi permanenti riportati al capitolo 6

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento, ottenuta trascurando effetti torsionali a livello di isolamento.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a: $F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})$

$$S_e(T_{is}, \xi_{esi}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T_D}$$

ξ_{esi} coefficiente di smorzamento viscoso

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento, ottenuta trascurando effetti torsionali a livello di isolamento.

S 1,25

a_g 0,05 g (zona 4)

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 0,82 \geq 0,55$$

T_C 0,50 sec

$K_{esi} = \sum_j K_{ej} = 65 \cdot 400 = 26.000 \text{ ton/m}$ avendo scelto 65 isolatori con $K_e = 400 \text{ ton/m/cad.}$

$$T_{is} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{12.792,9}{9,81 \cdot 26.000}} = 1,407 \text{ sec}$$

$$S_e = 0,05 \cdot 9,81 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{\frac{10}{5 + 10}} \cdot 2,5 \cdot \frac{0,50}{1,407} = 0,445 \text{ sec}$$

$$F = \frac{(12.792,9)}{9,81} \cdot 0,445 = 580 \text{ ton} = 8,9 \text{ ton/appoggio} \rightarrow F = 53,4 \text{ ton}$$

7.1.2.5.2 AZIONE SISMICA AGENTE SULLE PILE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini delle "Norme Tecniche 2008" le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z da considerare tra di loro indipendenti. La componente Z è trascurata nel caso in cui il sito nel quale la costruzione sorge in Zona 3 o in Zona 4.

Dato che la struttura in esame è caratterizzata, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale, da un periodo fondamentale minore di 4,0 sec, la valutazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione è avvenuta come segue.

1. Dal programma *S.T.A. Data "Piano spettri"* in base a:

- latitudine (45,47) e longitudine (8,89);
- vita nominale (opre ordinarie → 50 anni);
- classe d'uso (classe III: infrastrutture importanti);
- Stato limite (SLV);

Si sono ricavati:

- il valore della accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale $a_g=0,518 \text{ m/s}^2$;
- il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale $F_0=2,76$;
- periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T^*_c = 0,32 \text{ sec.}$

2. Si sono calcolati:

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C ;
- il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante T_B ;
- è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_D .

3. Si è assunto uno smorzamento pari a quello convenzionale del 5%, una categoria del suolo D e una topografica T1.

Il valore assunto dal fattore di struttura q_0 per le due componenti orizzontali dell'azione sismica è fornito dalla norma e per pile in cemento armato in classe di duttilità B è pari a 1,50.

Il periodo fondamentale della struttura in direzione longitudinale si ottiene sottoponendo la struttura ad analisi modale tramite il programma di calcolo ad elementi finiti SAP 2000; così facendo risulta un periodo fondamentale pari a 0,473 sec in direzione longitudinale.

Il periodo fondamentale della struttura in direzione trasversale si può valutare analiticamente con l'espressione approssimata:

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum G_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum G_i \cdot d_i}}$$

Il peso della massa concentrata nel grado di libertà i G_i è pari: $G_i = P_{perm} + P_{psup} = 102,55 \text{ ton / nodo}$.

Applicando alla struttura un sistema di forze statiche trasversali $F_i = G_i$ si ricavano gli spostamenti dei gradi di libertà i -esimi d_i . Così facendo si è ottenuto un periodo fondamentale pari a 0,208 sec.

Sforzo di compr. di calcolo N_{sd} =	2.209.150 kg
Area di calcestruzzo A_c =	92.450 cm ²
Resist. Caratteristica Cls f_{ck} =	350 Kg/cm ²
Sforzo normale ridotto η_k =	0,07

Classe di duttilità	B
η =	0,55
Fattore di struttura longitudinale =	1,50
Fattore di struttura trasversale =	1,50

S_t =	1,0
T^*c =	0,32
F_o =	2,76
ag =	0,518

Coefficiente di amplificazione topografico
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
 accelerazione orizzontale massima al sito

SPETTRO DI RISPOSTA

SUOLO	C_c	S_s	S	T_b	T_c	T_d
A	1,00	1,00	1,00	0,11	0,32	1,81
B	1,38	1,20	1,20	0,15	0,44	1,81
C	1,53	1,50	1,50	0,16	0,49	1,81
D	2,21	1,80	1,80	0,24	0,71	1,81
E	1,81	1,60	1,60	0,19	0,58	1,81

Ss da formula
1,00
1,34
1,61
2,18
1,84

	A	B	C	D	E
$0 < T < T_B$ $S_E(T) =$	3,104	3,009	3,534	3,457	3,414
$T_B < T < T_C$ $S_E(T) =$	0,786	0,944	1,179	1,415	1,258
$T_C < T < T_D$ $S_E(T) =$	0,532	0,882	1,221	2,117	1,545
$T_D < T$ $S_E(T) =$	2,038	3,379	4,676	8,108	5,916

AZIONE SISMICA LONGITUDINALE

PERIODO FONDAMENTALE DI OSCILLAZIONE LONGITUDINALE T (sec) = 0,473

$$S_E(T) = 1,415 \quad S_D(T) = 0,943$$

FORZA SISMICA LONGITUDINALE TOTALE

$$F = 0,096 W_{tot}$$

AZIONE SISMICA TRASVERSALE

Massa nodo pila 1	102,55 ton	Peso nodo pila 1: G_1	1006,00 ton
Massa pila 1 calcolo F sismica	17,44 ton	Spostamento nodo pila 1: c	0,01070 m
Massa nodo pila 2	102,55 ton	Peso nodo pila 2: G_2	1006,00 ton
Massa pila 2 calcolo F sismica	17,44 ton	Spostamento nodo pila 2: c	0,01070 m
		Peso nodo pila 1 per F sismica: G_1	171,10 ton
		Peso nodo pila 2 per F sismica: G_2	171,10 ton

PERIODO FONDAMENTALE DI OSCILLAZIONE

T (sec) = 0,208

$$S_E(T) = 3,457 \quad S_D(T) = 2,305$$

FORZE SISMICHE TOTALI AI NODI

Nodo pila 1 F_1 =	40,197 ton
Nodo pila 2 F_2 =	40,197 ton

7.1.3. PALI

7.1.3.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi la Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

$$\text{SLU:} \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE RARA:} \quad G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE FREQUENTE:} \quad G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SISMICA:} \quad E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

7.1.3.2 AZIONE ASSIALE SUI PALI

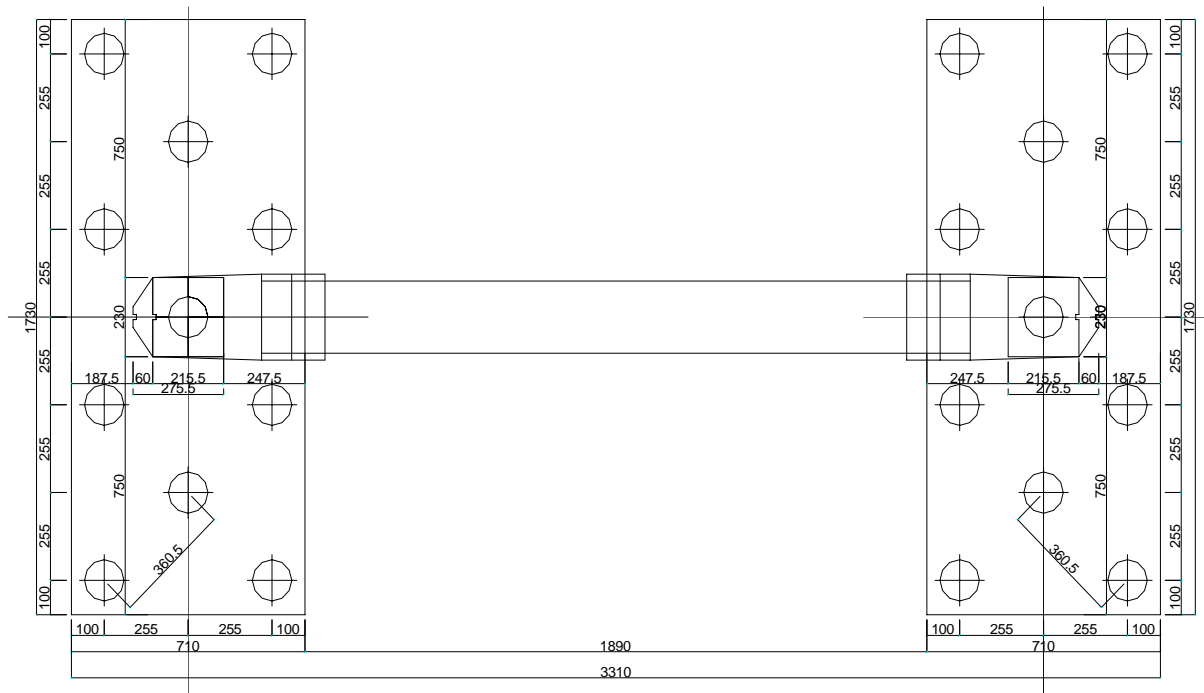
Si valuta l'azione assiale sui pali per ciascuna delle seguenti combinazioni di carico riportata nella tabella seguente:

PRINCIPALE	COMB.	P.p.		Perm.		Attrito		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svio		Centrifuga		Sisma	
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	γ_{Ex}	γ_{Ey}
Vento	SLU GEO 1	1,00	1,30	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,30												
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Svio Schema 1	SLU GEO 6	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Svio Schema 2	SLU GEO 7	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Vento	SLU STR 1	1,35	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50												
Acc. Schema 1	SLU STR 2	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Acc. Schema 2	SLU STR 3	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 1	SLU STR 6	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 2	SLU STR 7	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Vento	SLU EQU 1	1,10	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50												
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 1	SLU EQU 6	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 2	SLU EQU 7	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Sisma Schema 1	SLU SISMA 1	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								1,00	0,30
Sisma Schema 2	SLU SISMA 2	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								1,00	0,30
Sisma Schema 1	SLU SISMA 3	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								0,30	1,00
Sisma Schema 2	SLU SISMA 4	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								0,30	1,00

$N^{\circ}_{pali} = 22$

$W_{trasv} = 2 \cdot \frac{4 \cdot 15,55^2 + 3 \cdot 13,00^2 + 4 \cdot 10,45^2}{15,55} = 246 \text{ m}$

$W_{long} = \frac{8 \cdot 7,65^2 + 4 \cdot 5,10^2 + 8 \cdot 2,55^2}{7,65} = 82 \text{ m}$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

IMPALCATO	
spessore travi + soletta (m)	2,70
altezza marciapiede (m)	0,30
altezza baricentro impalcato (m)	1,40
altezza baggioli (m)	0,40
eccentricità accidentale	0,08
PILA TRAVERSO	
altezza (m)	3,00
larghezza equivalente (m)	18,25
spessore (m)	2,50
PESO (ton)	342
PILA SINGOLO ELEMENTO VERTICALE	
altezza (m)	8,53
larghezza (m)	2,15
spessore equivalente (m)	2,15
PESO (ton)	99
PESO doppio fusto (ton)	197
SINGOLA FONDAZIONE	
lunghezza (m)	17,30
larghezza (m)	7,10
spessore (m)	3,00
PESO (ton)	921
PESO doppia fondazione (ton)	1842
PALI	
diametro (mm)	1200
Area (m2)	1,131
n°	22,00
W x	245,79
W y	81,60

	N	H x	H y
	(ton)	(ton)	(ton)
SISMA PILA	0,00	52	80

x : Asse longitudinale (secondo la dir. di marcia)
y : Asse trasversale

AZIONI (NORME TECNICHE 2008) TRASMESSE DALL'IMPALCATO all'estradosso del fusto

	N (ton)	H x (ton)	H y (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)
<i>permanenti</i>	1.670			139,15	0,00
Acc. Schema 1: mezzi N max	688			57,33	0,00
Acc. Schema 2: mezzi N min	0			0,00	0,00
Acc. Schema 1: folla N max	0			0,00	0,00
Acc. Schema 2: folla N min	0			0,00	0,00
<i>frenamento</i>				25,67	
attrito	0	28,80		11,52	
<i>vento: impalcato scarico</i>			45		85,50
<i>vento: impalcato carico</i>			90		292,50
<i>azione centrifuga</i>			0		0,00
<i>svio</i>			20		82,00
<i>sisma</i>	0	53	53	95,40	96,12

altezza complessiva pila (m)

8,53

distanza sommità pila - intradosso fondazione (m)

11,53

AZIONI GLOBALI

	COMB.	N (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	T long (ton)	T trasv (ton)
Vento	SLU GEO 1	4.553	696	865	43	59
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	5.344	515	1.038	43	70
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	4.553	449	1.038	43	70
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	5.146	638	1.038	53	70
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	4.553	588	1.038	53	70
Svio Schema 1	SLU GEO 6	5.146	498	1.397	43	93
Svio Schema 2	SLU GEO 7	4.553	449	1.397	43	93
Vento	SLU STR 1	5.720	724	805	43	68
Acc. Schema 1	SLU STR 2	6.649	595	1.197	43	81
Acc. Schema 2	SLU STR 3	5.720	518	1.197	43	81
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	6.417	740	1.197	54	81
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	5.720	681	1.197	54	81
Svio Schema 1	SLU STR 6	6.417	576	1.619	43	108
Svio Schema 2	SLU STR 7	5.720	518	1.619	43	108
Vento	SLU EQU 1	5.125	724	805	43	68
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	6.053	595	1.197	43	81
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	5.125	518	1.197	43	81
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	5.821	740	1.197	54	81
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	5.125	681	1.197	54	81
Svio Schema 1	SLU EQU 6	5.821	576	1.619	43	108
Svio Schema 2	SLU EQU 7	5.125	518	1.619	43	108
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLU SISMA 1	4.189	1.234	389	105	40
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLU SISMA 2	4.189	1.222	389	105	40
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLU SISMA 3	4.189	476	1.296	31	134
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLU SISMA 4	4.189	464	1.296	31	134

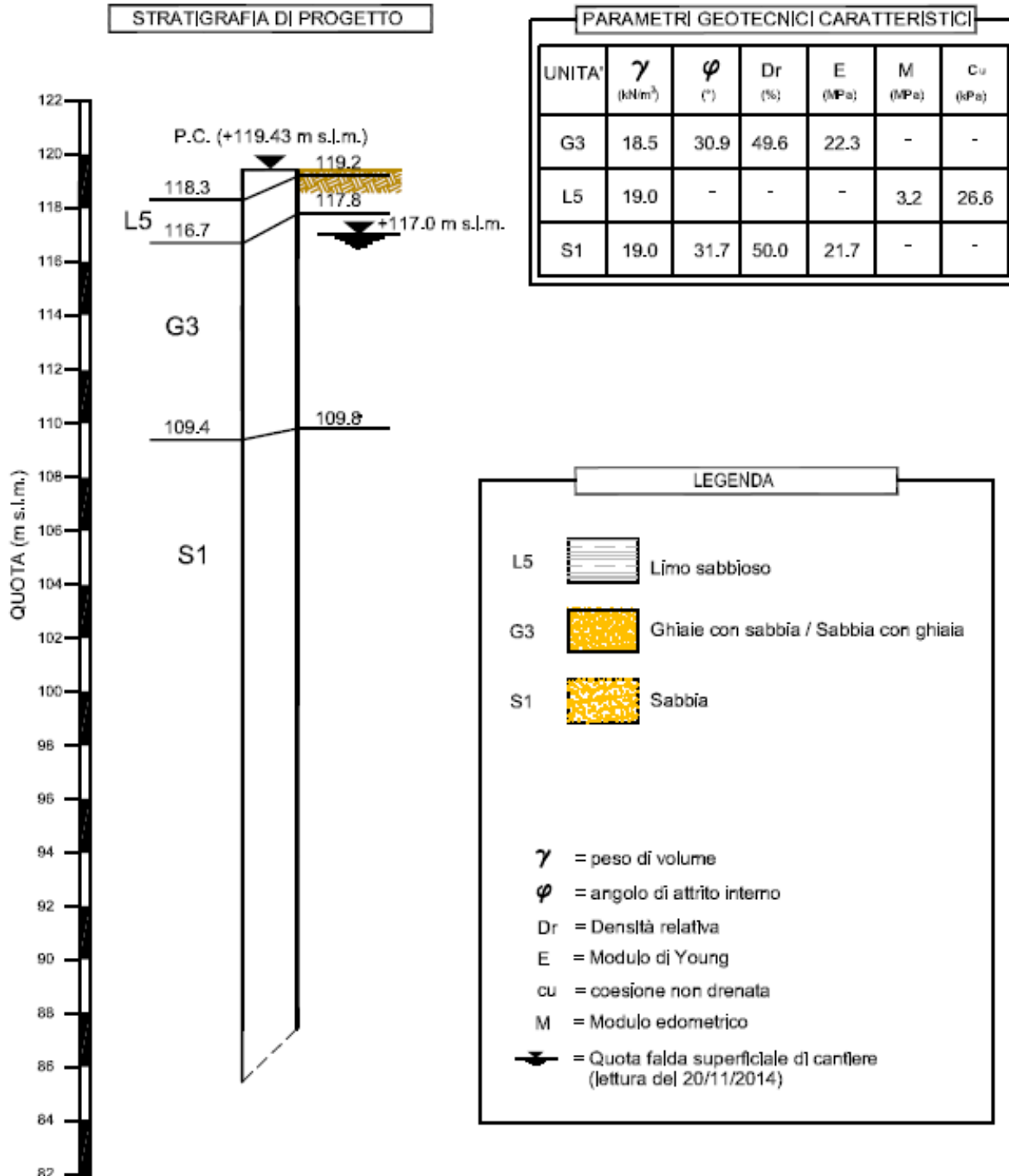
AZIONI SUI PALI

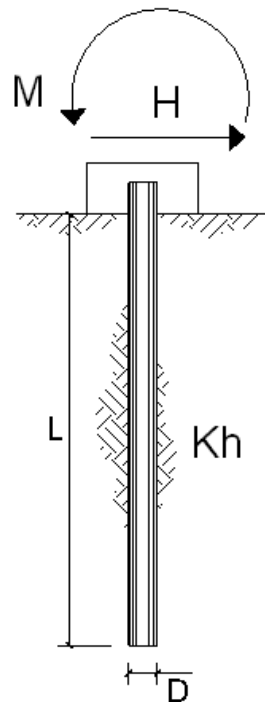
P max (ton)	P min (ton)	T long (ton)	T trasv (ton)	τ long (Kg/cmq)	τ trasv (Kg/cmq)
219	195	1,96	2,66	0,23	0,31
253	232	1,96	3,19	0,23	0,38
217	197	1,96	3,19	0,23	0,38
246	222	2,40	3,19	0,28	0,38
218	196	2,40	3,19	0,28	0,38
246	222	1,96	4,24	0,23	0,50
218	196	1,96	4,24	0,23	0,50
272	248	1,96	3,07	0,23	0,36
314	290	1,96	3,68	0,23	0,43
271	249	1,96	3,68	0,23	0,43
306	278	2,47	3,68	0,29	0,43
273	247	2,47	3,68	0,29	0,43
305	278	1,96	4,91	0,23	0,58
273	247	1,96	4,91	0,23	0,58
245	221	1,96	3,07	0,23	0,36
287	263	1,96	3,68	0,23	0,43
244	222	1,96	3,68	0,23	0,43
279	251	2,47	3,68	0,29	0,43
246	220	2,47	3,68	0,29	0,43
278	251	1,96	4,91	0,23	0,58
246	220	1,96	4,91	0,23	0,58
207	174	4,77	1,82	0,56	0,22
207	174	4,77	1,82	0,56	0,22
202	179	1,43	6,08	0,17	0,72
201	179	1,43	6,08	0,17	0,72

7.1.3.3 VERIFICA DEI PALI

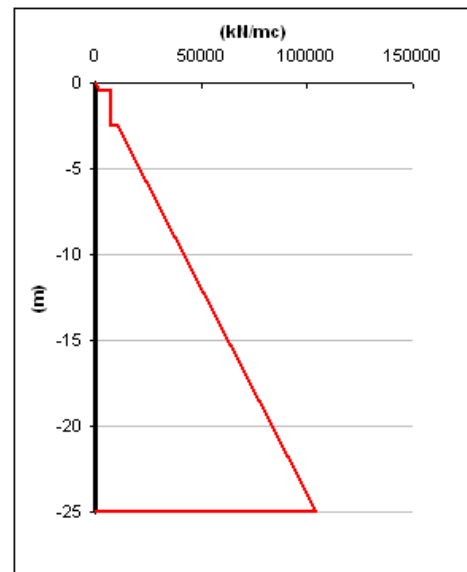
La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.200 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.

Per la stratigrafia di progetto si fa riferimento al sondaggio V3 riportato nell'elaborato B.11.1. Si assume la quota della falda a 2,00 m al di sotto del piano campagna.





scala grafico



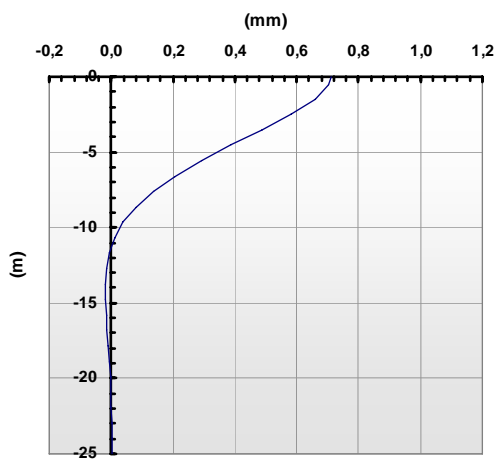
strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	sabbie e ghiaie	0,00	0	5000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	limi con sabbie+ghiaie	-0,50	7500	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	sabbie e ghiaie	-2,50	0	5000
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1,2 (m)
 J palo 0,10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 25 (m)
 Forza orizzontale in testa 53 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31220 (Mpa)
 dimensione elementi 1 (m)

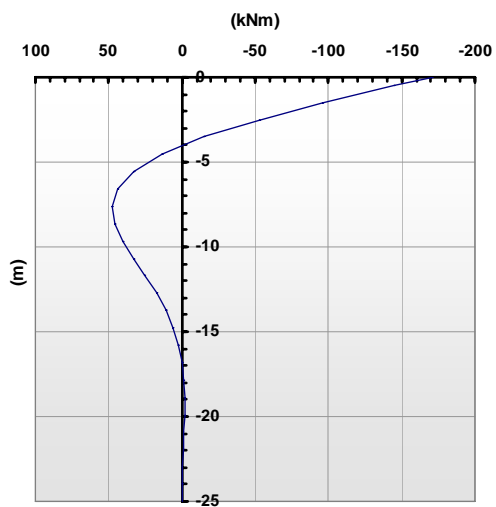
- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Spostamenti



Momento



7.1.3.2.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Max} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	18Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 17 \text{ tm}$ $N_{sd} = -314 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 65 \text{ tm}$ $N_{rd} = -1206 \text{ t}$ $I_R = 3,85$	

7.1.3.2.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Min} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	18Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 17 \text{ tm}$ $N_{sd} = -247 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 83 \text{ tm}$ $N_{rd} = -1.206 \text{ t}$ $I_R = 5,00$	

7.1.3.2.3 VERIFICA A TAGLIO

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

$$V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd})$$

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" offerta dall'armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" offerta dal calcestruzzo d'anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

- resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot g^2\theta)}$$

dove:

$d = 85 \text{ cm}$, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 85 \text{ cm}$

$A_{sw} = \text{area armatura trasversale} = 2 \times 113 \text{ mm}^2 = \phi 12 \text{ a } 2 \text{ bracci ogni } 10 \text{ cm per } 2,00 \text{ m a partire dalla testa; } \phi 12 \text{ a } 2 \text{ bracci ogni } 20 \text{ cm per lo sviluppo restante}$

$s = \text{interasse tra } 2 \text{ armature trasversali} = 100 \text{ mm}$

$f_{yd} = \text{valore di calcolo della tensione di snervamento} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} = \text{è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima} = 8,23 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c = \text{coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a } 1$

$\alpha = \text{inclinazione armatura trasversale} = 90^\circ$

$\theta = \text{inclinazione puntoni di calcestruzzo} = 30^\circ$

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 850 \cdot \frac{2 \cdot 113}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g30^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 1.171 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 850 \cdot 850 \cdot 1 \cdot 8,23 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g30^\circ)}{(1 + \cot g^2 30^\circ)} \cdot 10^{-3} = 2.311 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{sd} = 5,29 \text{ t} = 53 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 1.171 \text{ kN}$$

7.1.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

La portata totale limite è definita dalla seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo:

$$Q_u = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_c}^{z_b} \tau_{us} dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

Dove:

D = diametro del palo = 1,20 m

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_c = profondità di infissione del palo dal p.c. originario

W = differenza tra il peso del palo ed il terreno asportato

L = lunghezza del palo = 25,00 m

7.1.4.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA LATERALE

Dall'espressione parametrica:

$$\tau_{us} = \beta \cdot \sigma'_{vo} \leq \tau_{us \max}$$

laddove:

β coefficiente empirico

σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal piano di campagna

$$\sigma'_{vo} = \gamma_{ti} \cdot z = 1,15 \cdot z$$

τ_{us max} tensione tangenziale ultima massima,

discende:

per depositi sabbiosi:

$$1,2 \geq \beta = 1,5 - 0,42 \cdot z^{0,34} \geq 0,25$$

per depositi sabbiosi-ghiaiosi e depositi ghiaiosi

$$1,8 \geq \beta = 2 - 0,15 \cdot z^{0,75} \geq 0,25$$

essendo z la profondità in metri dal p.c. originario; si pone poi, prevedendo l'esecuzione dei pali trivellati con l'impiego di fanghi bentonitici

$$\tau_{us \max} = 3 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us \max} = 142 + 0,32 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} > 53.$$

A favore di sicurezza, pur essendo indicata la presenza di ghiaia, viene utilizzata l'espressione a).

7.1.4.2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA DI BASE

Dall'espressione parametrica

$$q_{ub} = 100(\text{NSPT}) \cdot \alpha_N$$

dove:

100(NSPT) valore medio di NSPT nell'intorno della base del palo assunto pari a 20

α_N coefficiente empirico,

discende, mediando le indicazioni fornite per formazioni addensate sabbiose e sabbioso-limose,

α_N = 0,103

7.1.4.3 COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE

Si verifica la portanza dei pali di fondazione per la pila secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,7.

7.1.4.4 CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Nelle pagine seguenti si riportano la stratigrafia del terreno in sito e le curve di capacità portante ultima dei pali secondo gli approcci presenti al paragrafo 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008", ossia nell'ordine:

DA1 – C1: approccio 1, combinazione 1 – Stato Limite Ultimo STR

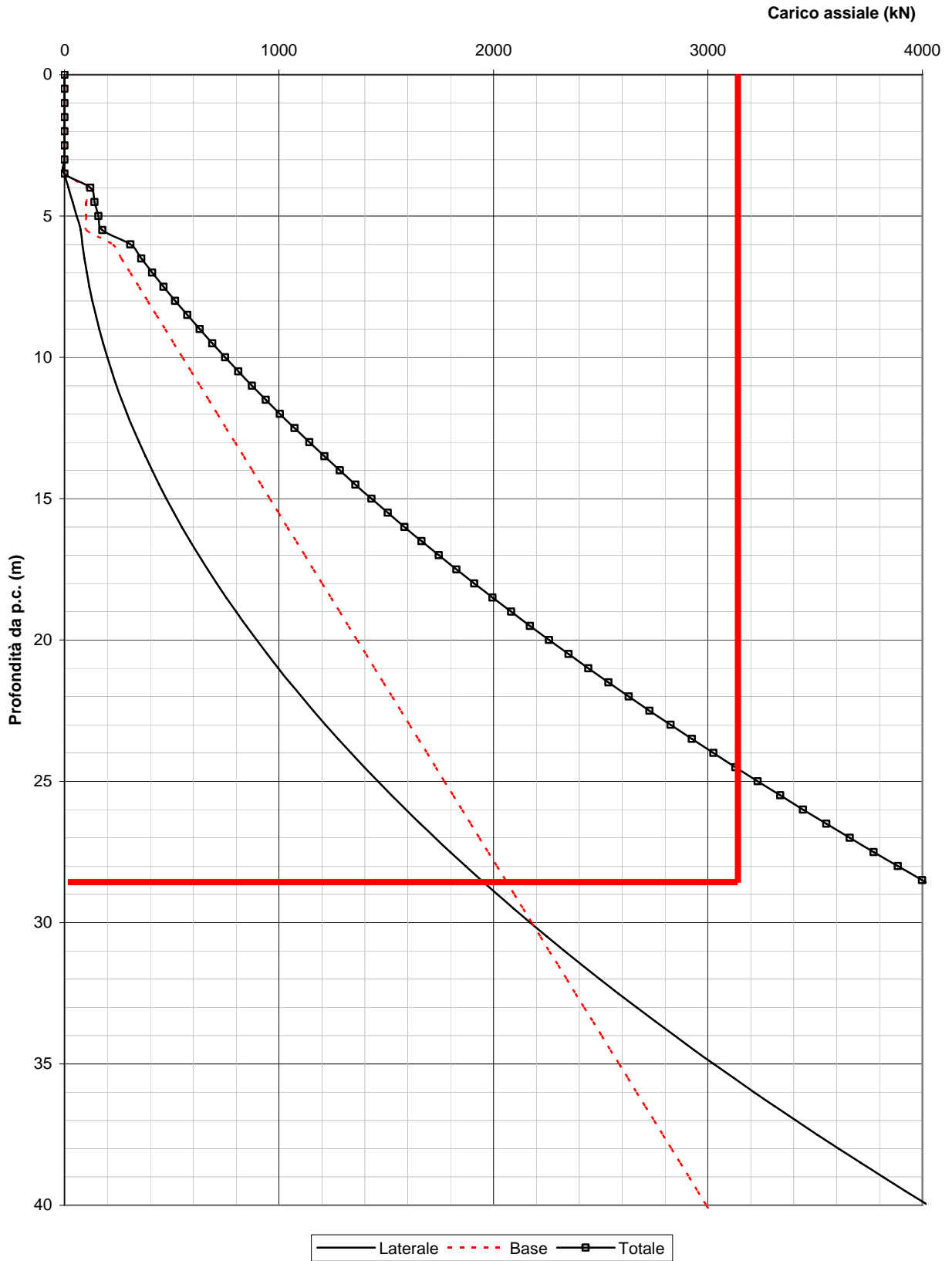
DA1 – C2: approccio 1, combinazione 2 – Stato Limite Ultimo GEO

DA2: approccio 2 – Stato Limite Ultimo STR

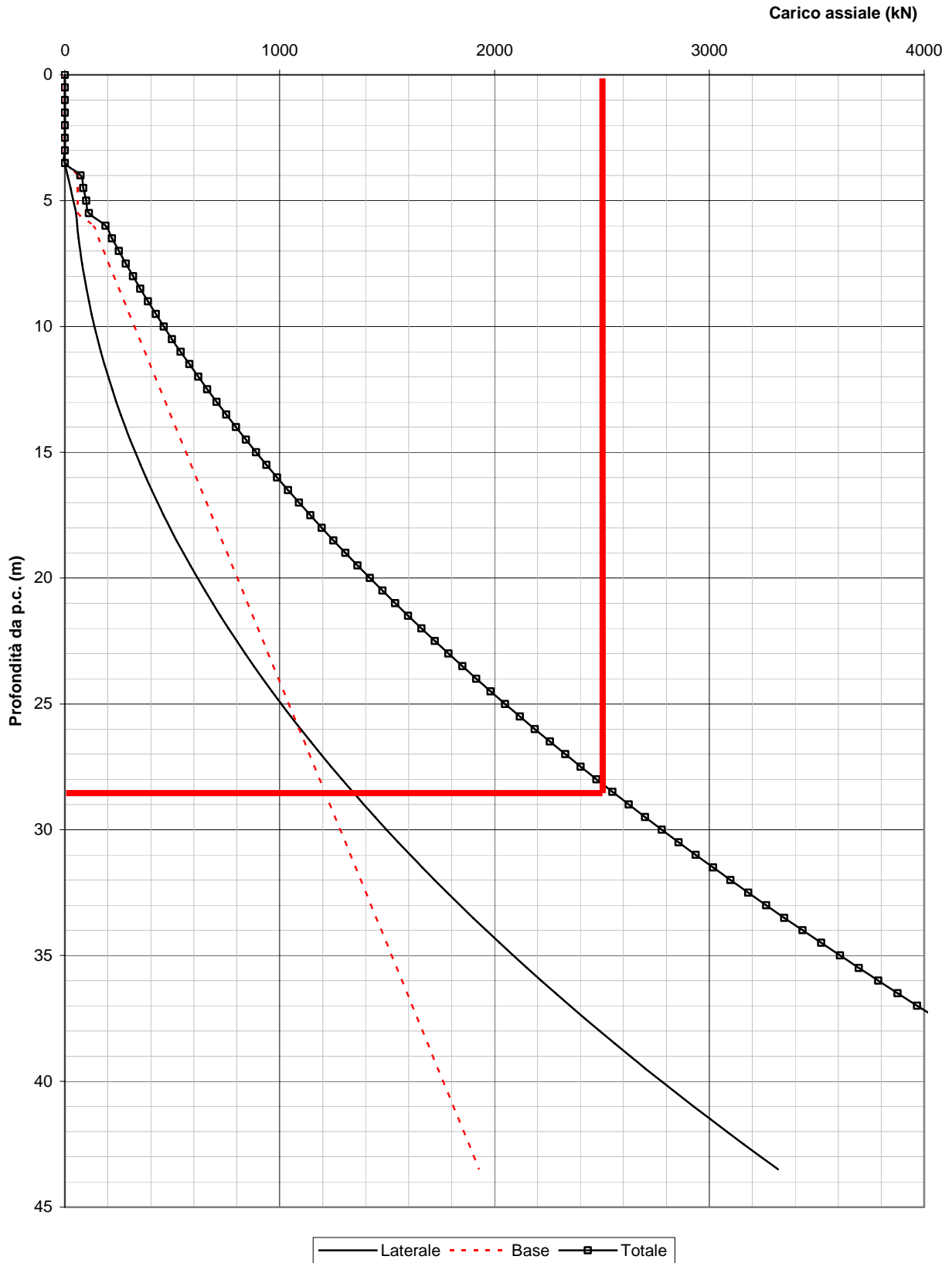
Il valore del carico massimo e la lunghezza minima conseguente del palo per ogni combinazione considerata sono evidenziate con una linea continua di colore rosso.

Table with columns for coefficients (R1, R2, R3), project phases (Progetto DA1-C1, DA1-C2, DA2), and various technical parameters (NOTE, PROF. palo, LIV p.c., etc.)

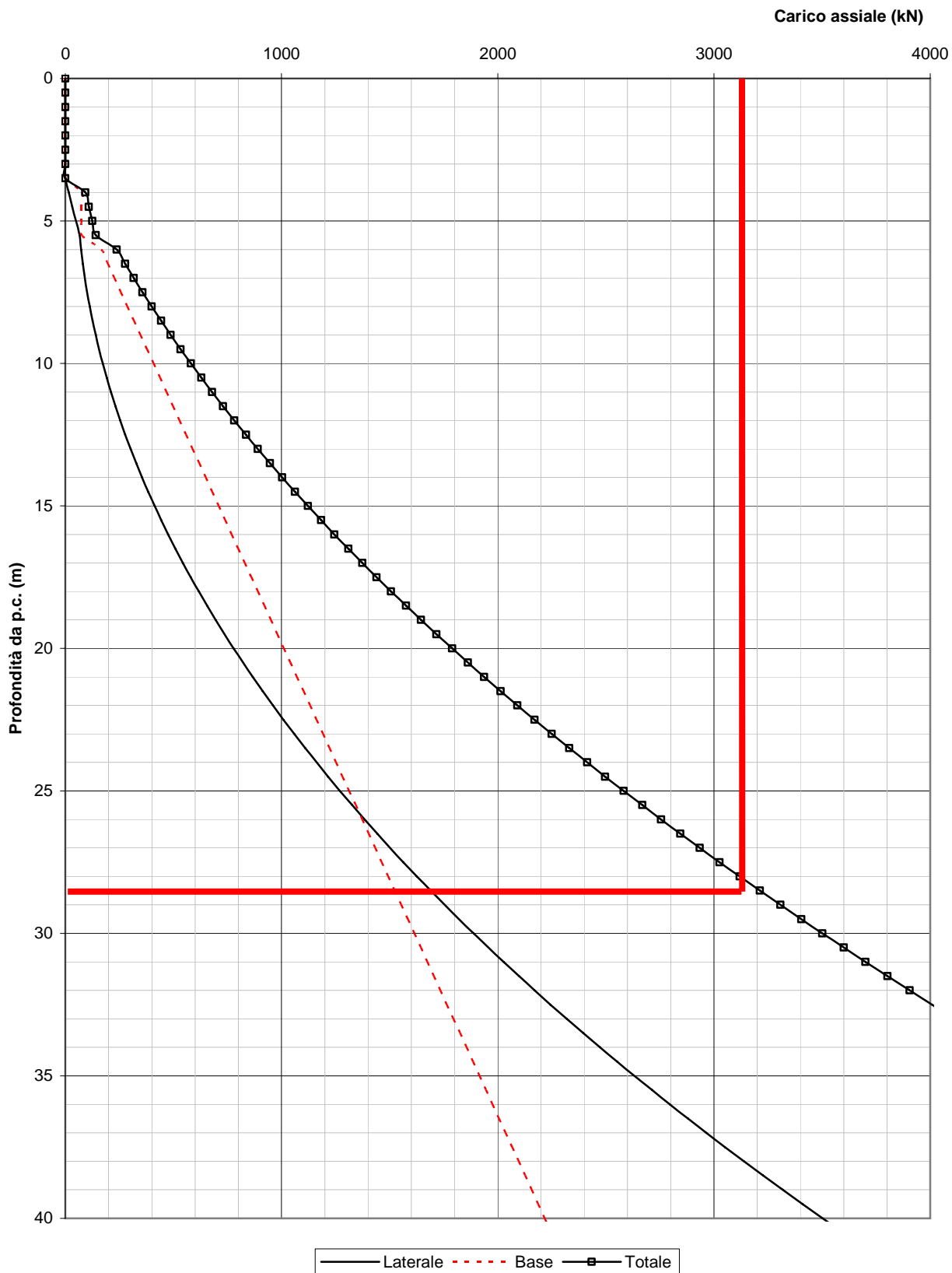
Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C1
 Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C2
 Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
Combinazione DA2
Pali Pila



7.1.5 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Il massimo momento flettente è calcolato rispetto all'asse del fusto si ottiene considerando la combinazione STR2:

$$M_{sd, \text{long}} = (316 + 314) \cdot 7,65 + 312 \cdot 5,1 + (310 + 309) \cdot 2,55 - (2,500 \cdot 3,0 \cdot 7,1) \cdot \frac{8,65^2}{2} = 5.997,0 \text{ tm} / 7,10 \text{ m} = 844,7 \text{ tm/m}$$

$$M_{sd, \text{trasv}} = (316 + 310 + 304 + 298) \cdot 2,55 - (2,500 \cdot 3,00 \cdot 17,30) \cdot \frac{3,55^2}{2} = 2.313,8 \text{ tm} / 17,3 \text{ m} = 133,7 \text{ tm/m}$$

VERIFICA A FLESSIONE*SEZIONE TRASVERSALE*

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	300
ARMATURA	compressa	5Ø20
	tesa	5Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 133,7 \text{ tm/m}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 293 \text{ tm/m}$	
	$I_R = 2,17$	

SEZIONE LONGITUDINALE

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	300
ARMATURA	compressa	5Ø20
	tesa	10Ø26
		5Ø26
		5Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 844,7 \text{ tm/m}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 1.124 \text{ tm/m}$	
	$I_R = 1,33$	

7.1.6 VERIFICA DELLA SOTTOSTRUTTURA

7.1.6.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI PILA TIPICA

Il calcolo delle sollecitazioni della pila a cavalletto è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "SAP2000"; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi "beam" costituenti il traverso e gli elementi inclinati che lo sostengono .

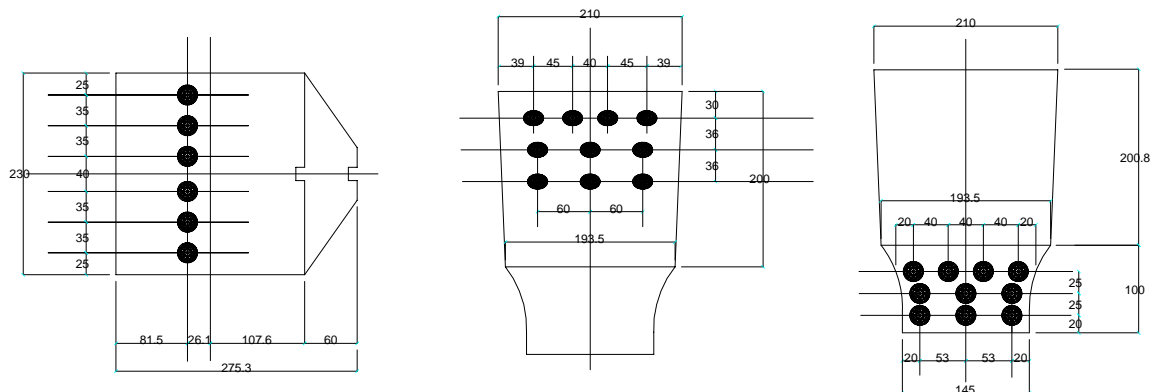
La struttura è stata caricata dalle azioni trasmesse dall'impalcato, dal carico derivante dal peso proprio della struttura in ragione di 2,500 t/m³ e dall'azione del sisma sulle pile.

Nel seguito si riportano le massime sollecitazioni nel traverso e negli elementi inclinati, oltre alla discretizzazione della struttura.

	TRAVERSO CAMPATA		EL. INCLINATI INCASTRO FONDAZIONE		EL. INCLINATI INCASTRO TRAVERSO	
	N (ton)	M (tonm)	N (ton)	M (tonm)	N (ton)	M (tonm)
PP	-133	432	-294	65	-210	-225
PERM	-682	2651	-1036	619	-1036	-1453
ACC	-314	1471	-445	345	-445	-720
FREN	0	0	0	0	0	0
VENTO Scarico	0	0	4	8	4	-1
VENTO Carico	0	0	12	27	12	-5



Date l'elevate sollecitazioni presenti negli elementi costituenti le pile a cavalletto si dispongono cavi di post tensione ad andamento parabolico. In particolare negli elementi inclinati si dispongono su un unico strato 6 cavi da 22 trefoli compatti da 0,6", mentre nel traverso si dispongono su tre strati 10 cavi da 30 trefoli da 0,6".



Così facendo per le sollecitazioni nelle sezioni maggiormente sollecitate dovute alla post tensione risultano:

	TRAVERSO CAMPATA		EL. VERTICALE INCASTRO FONDAZIONE		EL. VERTICALE INCASTRO TRAVERSO	
	N (ton)	M (tonm)	N (ton)	M (tonm)	N (ton)	M (tonm)
POST TENSIONE	-4782	-2881	-	-	-2317	3042

Nella sezione d'incastro in fondazione degli elementi inclinati si trascura la presenza dei cavi di pre-compressione, in quanto in corrispondenza di tale sezione è posta la testata dei cavi di post tensione.

7.1.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si valutano le sollecitazioni agenti sui diversi elementi costituenti la pila per ciascuna delle seguenti combinazioni di carico:

1. COMBINAZIONE RARA:

Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Vento Impalcato Scarico,

2. COMBINAZIONE RARA:

Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Accidentali + 0,6 Vento Impalcato Carico;

3. COMBINAZIONE FREQUENTE:

Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Frenamento + 0,75 Accidentali +
0,2 Vento Impalcato Carico.

	TRAVERSO CAMPATA		EL. VERTICALE INCASTRO FONDAZIONE		EL. VERTICALE INCASTRO TRAVERSO	
	N (ton)	M (tonm)	N (ton)	M (tonm)	N (ton)	M (tonm)
PP	-133	432	-294	65	-210	-225
PERM	-682	2.651	-1.036	619	-1.036	-1.453
ACC	-314	1.471	-445	345	-445	-720
FREN	0	0	0	0	0	0
VENTO Scarico	0	0	4	8	4	-1
VENTO Carico	0	0	12	27	12	-5
POST TENSIONE	-4.782	-2.881	0	0	-2.317	3.042
COMBINAZIONE 1	-5.597	202	-1.326	692	-3.559	1.363
COMBINAZIONE 2	-5.911	1.673	-1.768	1.045	-4.001	641
COMBINAZIONE 3	-5.833	1.305	-1.661	948	-3.894	823

7.1.6.3 VERIFICA TRAVERSO

Si eseguono le verifiche del traverso in corrispondenza della sezione di campata per le diverse combinazioni di carico considerate.

PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE:

Area della sezione A: 55.934 cm²

Altezza del baricentro y_G: 159,83 cm

Momento d'inerzia I_x: 397.618.796 cm⁴

Modulo di resistenza superiore: $W_{sup} = \frac{I_x}{h - y_G} = \frac{397.618.796}{140,17} = 2.836.690 \text{ cm}^3$

Modulo di resistenza inferiore W_{inf}: $W_{inf} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{397.618.796}{159,83} = 2.487.761 \text{ cm}^3$

1. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Vento Impalcato Scarico

N = 5.597 ton

M = 202 ton m

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{sup}} = \frac{5.597.000}{55.934} + \frac{202 \cdot 10^5}{2.836.690} = 107 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{inf}} = \frac{5.597.000}{55.934} - \frac{202 \cdot 10^5}{2.487.760} = 92 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

2. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Accidentali +
0,6 Vento Impalcato Carico

N = 5.911 ton

M = 1.673 ton m

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{sup}} = \frac{5.911.000}{55.934} + \frac{1.673 \cdot 10^5}{2.836.690} = 165 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{inf}} = \frac{5.911.000}{55.934} - \frac{1.673 \cdot 10^5}{2.487.760} = 39 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

3. Combinazione frequente: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Frenamento
+ 0,75 Accidentali + 0,2 Vento Impalcato Carico

N = 5.833 ton

M = 1.305 ton m

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{sup}} = \frac{5.833.000}{55.934} + \frac{1.305 \cdot 10^5}{2.836.690} = 150 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{inf}} = \frac{5.833.000}{55.934} - \frac{1.305 \cdot 10^5}{2.487.760} = 52 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

7.1.6.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI PILA 5

Il calcolo delle sollecitazioni della pila a cavalletto è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "SAP2000"; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi "beam" costituenti il traverso e gli elementi inclinati che lo sostengono .

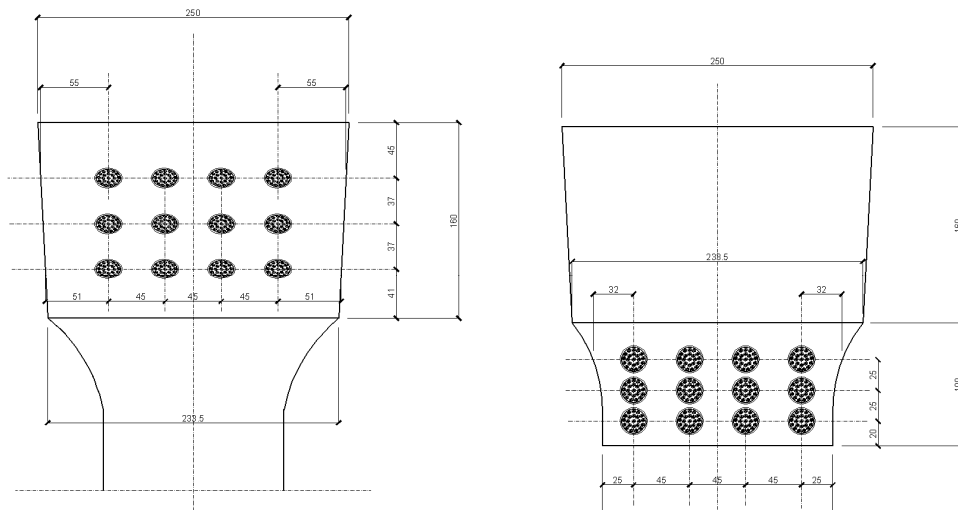
La struttura è stata caricata dalle azioni trasmesse dall'impalcato, dal carico derivante dal peso proprio della struttura in ragione di 2,500 t/m³ e dall'azione del sisma sulle pile.

Nel seguito si riportano le massime sollecitazioni nel traverso e negli elementi inclinati, oltre alla discretizzazione della struttura.

TRAVERSO CAMPATA		
	N (ton)	M (tonm)
PP	-143	417
PERM	-716	2.469
ACC	-331	1.381
FREN	0	0
VENTO Scarico	0	0
VENTO Carico	0	0



Date l'elevate sollecitazioni presenti negli elementi costituenti le pile a cavalletto si dispongono cavi di post tensione ad andamento parabolico. In particolare negli elementi inclinati si dispongono su un unico strato 6 cavi da 22 trefoli compatti da 0,6", mentre nel traverso si dispongono cavi da 30 trefoli da 0,6" secondo la seguente disposizione.



Così facendo per le sollecitazioni nelle sezioni maggiormente sollecitate dovute alla post tensione risultano:

	TRAVERSO CAMPATA	
	N (ton)	M (tonm)
POST TENSIONE	-4.936	-2.100

7.1.6.5 VERIFICA TRAVERSO PILA 5

Si eseguono le verifiche del traveso in corrispondenza della sezione di campata per le diverse combinazioni di carico considerate.

PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE:

Area della sezione A: 58.264 cm²

Altezza del baricentro y_G: 137,50 cm

Momento d'inerzia I_x: 315.852.902 cm⁴

Modulo di resistenza superiore: $W_{sup} = \frac{I_x}{h - y_G} = \frac{315.852.902}{122,50} = 2.578.391 \text{ cm}^3$

Modulo di resistenza inferiore W_{inf}: $W_{inf} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{315.852.902}{137,50} = 2.297.112 \text{ cm}^3$

SOLLECITAZIONI

	TRAVERSO CAMPATA	
	N (ton)	M (tonm)
PP	-143	417
PERM	-716	2.469
ACC	-331	1.381
FREN	0	0
VENTO Scarico	0	0
VENTO Carico	0	0
POST TENSIONE	-4.936	-2.100
COMBINAZIONE 1	-5.785	968
COMBINAZIONE 2	-6.116	2.167
COMBINAZIONE 3	-6.033	1.822

1. COMBINAZIONE RARA:

Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Vento Impalcato Scarico,

2. COMBINAZIONE RARA:

Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Accidentali + 0,6 Vento Impalcato Carico;

3. COMBINAZIONE FREQUENTE:

Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Frenamento + 0,75 Accidentali +
0,2 Vento Impalcato Carico.

1. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Vento Impalcato Scarico

$$N = 5.785 \text{ ton}$$

$$M = 968 \text{ ton m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{5.785.000}{58.264} + \frac{968 \cdot 10^5}{2.578.391} = 137 \text{ kg / cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{5.785.000}{58.264} - \frac{968 \cdot 10^5}{2.297.112} = 54 \text{ kg / cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg / cm}^2$$

2. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Accidentali +
0,6 Vento Impalcato Carico

$$N = 6.116 \text{ ton}$$

$$M = 2.167 \text{ ton m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{6.116.000}{58.264} + \frac{2.167 \cdot 10^5}{2.578.391} = 189 \text{ kg / cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{6.116.000}{58.264} - \frac{2.167 \cdot 10^5}{2.297.112} = 11 \text{ kg / cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg / cm}^2$$

3. Combinazione frequente: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Frenamento
+ 0,75 Accidentali + 0,2 Vento Impalcato Carico

$$N = 6.033 \text{ ton}$$

$$M = 1.822 \text{ ton m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{6.033.000}{58.264} + \frac{1.822 \cdot 10^5}{2.578.391} = 174 \text{ kg / cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{6.033.000}{58.264} - \frac{1.822 \cdot 10^5}{2.297.112} = 24 \text{ kg / cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg / cm}^2$$

7.1.6.6 VERIFICA ELEMENTI INCLINATI: SEZIONE D'INCASTRO SULLA FONDAZIONE

Si eseguono le verifiche a pressoflessione degli elementi inclinati in corrispondenza della sezione d'incastro sulla fondazione per le diverse combinazioni di carico considerate.

PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE:

Base (cm)	230 cm
Altezza (cm)	215 cm
Area della sezione A:	49.450 cm ²
Altezza del baricentro y _G :	107,5 cm
Momento d'inerzia I _x :	$I_x = \frac{1}{12} \cdot 230 \cdot 215^3 = 190.485.521 \text{ cm}^4$
Modulo di resistenza superiore:	$W_{\text{sup}} = \frac{1}{6} \cdot 230 \cdot 215^2 = 1.771.958 \text{ cm}^3$
Modulo di resistenza inferiore W _{inf} :	$W_{\text{inf}} = \frac{1}{6} \cdot 230 \cdot 215^2 = 1.771.958 \text{ cm}^3$

1. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Vento Impalcato ScaricoVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	230
	altezza (cm)	215
ARMATURA	compressa	11 Ø20
	tesa	11 Ø26
SOLLECITAZIONI	$N_{sd} = 1.326$ ton	
	$M_{sd} = 692$ ton m	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 1.669$ tm/m	
	$I_R = 2,41$	

2. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Accidentali +
0,6 Vento Impalcato CaricoVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	230
	altezza (cm)	215
ARMATURA	compressa	11 Ø20
	tesa	11 Ø26
SOLLECITAZIONI	$N_{sd} = 1.768$ ton	
	$M_{sd} = 1.045$ ton m	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 1.975$ tm/m	
	$I_R = 1,89$	

3. Combinazione frequente: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Frenamento +
0,75 Accidentali + 0,2 Vento Impalcato CaricoVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	230
	altezza (cm)	215
ARMATURA	compressa	11 Ø20
	tesa	11 Ø26
SOLLECITAZIONI	$N_{sd} = 1.661$ ton	
	$M_{sd} = 948$ ton m	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 1.905$ tm/m	
	$I_R = 2,00$	

7.1.6.7 VERIFICA ELEMENTI INCLINATI: SEZIONE D'INCASTRO SUL TRAVERSO

Si eseguono le verifiche degli elementi inclinati in corrispondenza della sezione d'incastro sul traverso per le diverse combinazioni di carico considerate.

PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE:

Base (cm)	265 cm
Altezza (cm)	215 cm
Area della sezione A:	56.975 cm ²
Altezza del baricentro y _G :	107,5 cm
Momento d'inerzia I _x :	$I_x = \frac{1}{12} \cdot 265 \cdot 215^3 = 21.947.245 \text{ cm}^4$
Modulo di resistenza superiore:	$W_{\text{sup}} = \frac{1}{6} \cdot 265 \cdot 215^2 = 2.041.604 \text{ cm}^3$
Modulo di resistenza inferiore W _{inf} :	$W_{\text{inf}} = \frac{1}{6} \cdot 265 \cdot 215^2 = 2.041.604 \text{ cm}^3$

1. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Vento Impalcato Scarico

$$N = 3.559 \text{ ton}$$

$$M = 1.363 \text{ ton m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{3.559.000}{56.975} + \frac{1.363 \cdot 10^5}{2.041.604} = 129 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{3.559.000}{56.975} - \frac{1.363 \cdot 10^5}{2.041.604} = -5 \text{ kg/cm}^2$$

Dato che la sezione risulta parzializzata si procede con la verifica a pressoflessione.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	265
	altezza (cm)	215
ARMATURA	compressa	13Ø20
	tesa	13Ø26
SOLLECITAZIONI	N _{sd}	= 3.559 ton
	M _{sd}	= 1.363 ton m
INDICI DI RESISTENZA	M _{rd}	= 2.960 tm/m
	I _R	= 2,17

2. Combinazione rara: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Accidentali +

0,6 Vento Impalcato Carico

$$N = 4.001 \text{ ton}$$

$$M = 641 \text{ ton m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{4.001.000}{56.975} + \frac{641 \cdot 10^5}{2.041.604} = 101 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{4.001.000}{56.975} - \frac{641 \cdot 10^5}{2.041.604} = 39 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{\text{ck}} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	265
	altezza (cm)	215
ARMATURA	compressa	13Ø20
	tesa	13Ø26
SOLLECITAZIONI	N_{sd}	= 4.001 ton
	M_{sd}	= 641 ton m
INDICI DI RESISTENZA	M_{rd}	= 3.077 tm/m
	I_R	= 4,08

3. Combinazione frequente: Peso Proprio + Permanenti + Post Tensione + Frenamento +
0,75 Accidentali + 0,2 Vento Impalcato Carico

$$N = 3.894 \text{ ton}$$

$$M = 823 \text{ ton m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{3.894.000}{56.975} + \frac{823 \cdot 10^5}{2.041.604} = 108 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{3.894.000}{56.975} - \frac{823 \cdot 10^5}{2.041.604} = 28 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 224,1 \text{ kg/cm}^2$$

7.2 TIPOLOGIA TRADIZIONALE A FUSTO SINGOLO

7.2.1 AZIONI VERTICALI

7.2.1.1 PESI PROPRI

Pulvino	$\left[13,80 \cdot 1,30 + 2 \cdot 5,65 \cdot \frac{1,65}{2} \right] \cdot 1,90 \cdot 2,500 =$	129,5	ton
Fusto	$\pi \cdot \left(\frac{2,50}{2} \right)^2 \cdot 4,50 \cdot 2,500 =$	55,2	ton
Plinto	$12,20 \cdot 7,10 \cdot 2,00 \cdot 2,500 =$	433,1	ton

7.2.1.2 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori massimi per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali

peso acciaio	$(59,5 + 52,0 + 52,0 + 52,0 + 50,5) =$	275,0	ton
peso soletta	$(128,6 + 119,0 + 123,0 + 119,0 + 128,6) =$	618,2	ton
permanenti	$(55,1 + 47,2 + 49,4 + 47,2 + 55,1) =$	254,0	ton
accidentali cond. N_{max}	$(30,4 + 104,2 + 179,5 + 84,3 + 27,6) =$	426,0	ton
accidentali cond. $M_{tr,max}$	$(147,7 + 101,8 + 20,9 + 7,2 - 3,6) =$	274,0	ton
Momenti flettenti in direzione trasversale			
per accidentali cond. N_{max}	$(30,4 - 27,6) \cdot 6,0 + (104,2 - 84,3) \cdot 3 =$	76,5	tonm
per accidentali cond. $M_{tr,max}$	$(147,7 + 3,6) \cdot 6,0 + (101,8 - 7,2) \cdot 3,0 =$	1.191,6	tonm

7.2.1.3 ECCENTRICITA' LONGITUDINALE DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Come per la tipologia precedente si valuta l'eccentricità convenzionale del punto di applicazione dei carichi d'impalcato al fine di prendere in considerazione le incertezze esecutive (valutata sulla dimensione trasversale delle colonne) come:

$$e_o = s/30 = 2,50 / 30 = \pm 0,08 \text{ m}$$

Momenti flettenti in direzione longitudinale per eccentricità:

per peso proprio e permanenti	$(275,0 + 618,2 + 254,0) \cdot 0,08 =$	91,8	tonm
per accidentali cond. N_{max}	$426,0 \cdot 0,08 =$	38,1	tonm
per accidentali cond. $M_{tr,max}$	$274,0 \cdot 0,08 =$	21,9	tonm

7.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

7.2.2.1 FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e per i ponti di prima categoria è uguale a:

$$H_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 30) + 0,10 \cdot 0,90 \cdot 3,00 \cdot 600,00 = 198,00 \text{ ton} > 90 \text{ ton} \Rightarrow H_f = 90 \text{ ton}$$

Che si distribuisce in ugual modo su ciascun isolatore, quindi:

$$H_f = \frac{90}{65} = 1,38 \text{ ton / appoggio} \rightarrow H_f = 6,90 \text{ ton}$$

7.2.2.2 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m² in direzione ortogonale all'asse del ponte considerando:

l'impalcato carico	$H_{tr,sv,60-40} = 75 \text{ ton}$
l'impalcato scarico	$H_{tr,sv,60-40} = 37,5 \text{ ton}$

7.2.2.3 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Le azioni dovute all'urto dei veicoli in svio vengono valutate come per la tipologia precedente, e quindi anche in questo caso si può ipotizzare che l'azione produca una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{60,5}{2 \cdot 1,5} = 20,00 \text{ ton}$$

applicata a 1,0 m dal piano stradale.

7.2.2.4 AZIONE D'ATTRITO

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 40 °C: $H_s = 52,80 \text{ ton}$

7.2.2.5 SISMA

7.2.2.5.1 AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO

In base alle valutazioni fatte per la tipologia di pila a cavalletto (paragrafo 7.1.2.5.1) la forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = \frac{(12.792,9)}{9,81} \cdot 0,445 = 580 \text{ ton} = 8,9 \text{ ton/appoggio} \rightarrow F = 44,5 \text{ ton}$$

7.2.2.5.2 AZIONE SISMICA AGENTE SULLE PILE

Come per la tipologia di pila precedente il periodo fondamentale della struttura in direzione longitudinale si ottiene sottoponendo la struttura ad analisi modale tramite il programma di calcolo ad elementi finiti SAP 2000; così facendo risulta un periodo fondamentale pari a 0,438 sec in direzione longitudinale. Il periodo fondamentale della struttura in direzione trasversale valutato analiticamente risulta pari a 0,424 sec, considerando come il peso della massa concentrata nel grado di libertà i G_i pari a $G_1 = P_{perm} + P_{psup} = 130,14 \text{ ton}$.

Sforzo di compr. di calcolo N_{cal} =	1.331,924	kg
Area di calcestruzzo A_c =	49,087	cm ²
Resist. Caratteristica Cls f_{ck} =	350	Kg/cm ²
Sforzo normale ridotto η_s =	0,08	
Classe di duttilità	B	
η =	0,55	
Fattore di struttura longitudinale =	1,50	
Fattore di struttura trasversale =	1,50	

St = 1,0
T*c = 0,32
Fo = 2,76
ag = 0,518

Coefficiente di amplificazione topografico
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
accelerazione orizzontale massima al sito

SPETTRO DI RISPOSTA

SUOLO	Cc	Ss	S	Tb	Tc	Td
A	1,00	1,00	1,00	0,11	0,32	1,81
B	1,38	1,20	1,20	0,15	0,44	1,81
C	1,53	1,50	1,50	0,16	0,49	1,81
D	2,21	1,80	1,80	0,24	0,71	1,81
E	1,81	1,60	1,60	0,19	0,58	1,81

Ss da formula
1,00
1,34
1,61
2,18
1,84

	A	B	C	D	E
$0 < T < T_B$	$S_E(T) = 2,945$	$2,870$	$3,378$	$3,327$	$3,274$
$T_B < T < T_C$	$S_E(T) = 0,786$	$0,944$	$1,179$	$1,415$	$1,258$
$T_C < T < T_D$	$S_E(T) = 0,574$	$0,952$	$1,318$	$2,285$	$1,667$
$T_D < T$	$S_E(T) = 2,376$	$3,938$	$5,449$	$9,449$	$6,895$

AZIONE SISMICA LONGITUDINALE

PERIODO FONDAMENTALE DI OSCILLAZIONE LONGITUDINALE T (sec) = 0,438

$S_E(T) = 1,415$ $S_D(T) = 0,943$

FORZA SISMICA LONGITUDINALE TOTALE

F = 0,096 W_{tot}

AZIONE SISMICA TRASVERSALE

Massa nodo pila 1 130,14 ton Peso nodo pila 1: G_1 1276,70 ton
Massa pila 1 calcolo F sismica 13,20 ton Spostamento nodo pila 1: c 0,04460 m
Peso nodo pila 1 per F sismica: G_1 129,50 ton

PERIODO FONDAMENTALE DI OSCILLAZIONE T (sec) = 0,424

$S_E(T) = 1,415$ $S_D(T) = 0,943$

FORZE SISMICHE TOTALI AI NODI

Nodo pila 1 $F_1 = 12,453 \text{ ton}$

7.2.3 PALI

7.2.3.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi la Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità. Variazioni termiche. Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

7.2.3.2 AZIONE ASSIALE SUI PALI

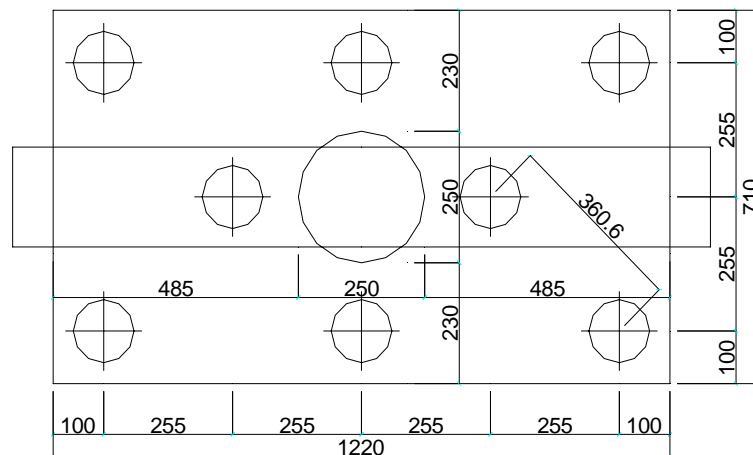
Si valuta l'azione assiale sui pali per ciascuna delle combinazioni di carico riportate nella tabella seguente:

PRINCIPALE	COMB.	P.p.		Attrito		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svlio		Centrifuga		Sisma		
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_{01}	γ_{G2}	Ψ_{01}	γ_{Q1}	Ψ_{01}	γ_{Q1}	Ψ_{01}	γ_{Q1}	Ψ_{01}	γ_{Q1}	Ψ_{01}	γ_{Q1}	Ψ_{01}	γ_{Q1}	Ψ_{01}	γ_{Ex}	γ_{Ey}
Vento	SLU GEO 1	1,00	1,30	1,00	1,50	1,00	1,30													
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Svlio Schema 1	SLU GEO 6	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Svlio Schema 2	SLU GEO 7	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Vento	SLU STR 1	1,35	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50													
Acc. Schema 1	SLU STR 2	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Acc. Schema 2	SLU STR 3	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svlio Schema 1	SLU STR 6	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svlio Schema 2	SLU STR 7	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Vento	SLU EQU 1	1,10	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50													
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svlio Schema 1	SLU EQU 6	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svlio Schema 2	SLU EQU 7	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Sisma Schema 1	SLU SISMA 1	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00								1,00	0,30
Sisma Schema 2	SLU SISMA 2	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00								1,00	0,30
Sisma Schema 1	SLU SISMA 3	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00								0,30	1,00
Sisma Schema 2	SLU SISMA 4	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00								0,30	1,00

$N^{\circ}_{pali} = 8$

$W_y = W_{long} = 2 \cdot \frac{3 \cdot 2,55^2}{2,55} = 15,30 \text{ m}$

$W_x = W_{trasv} = \frac{4 \cdot 5,10^2 + 2 \cdot 2,55^2}{5,10} = 22,95 \text{ m}$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

IMPALCATO	
spessore travi + soletta (m)	2,70
altezza marciapiede (m)	0,30
altezza baricentro impalcato (m)	1,75
altezza baggioli (m)	0,30
eccentricità accidentale	0,08
PILA PULVINO	
altezza equivalente (m)	1,98
larghezza (m)	13,80
spessore (m)	1,90
PESO (ton)	130
PILA FUSTO	
altezza (m)	4,50
diametro (m)	2,50
PESO (ton)	55
FONDAZIONE	
lunghezza (m)	7,10
larghezza (m)	12,20
spessore (m)	2,00
PESO (ton)	433
PALI	
diametro (mm)	1200
Area (m ²)	1,131
n°	8,00
W x	22,95
W y	15,30

	N	H x	H y
	(ton)	(ton)	(ton)
SISMA PILA	0,00	18	12

x : Asse longitudinale (secondo la dir. di marcia)
y : Asse trasversale

AZIONI (NORME TECNICHE 2008) TRASMESSE DALL'IMPALCATO all'estradosso del fusto

	N (ton)	H x (ton)	H y (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)
permanenti	1.147			95,60	0,00
Acc. Schema 1: mezzi N max	426			35,50	76,50
Acc. Schema 2: mezzi N min	274			22,83	1.191,60
Acc. Schema 1: folla N max	0			0,00	0,00
Acc. Schema 2: folla N min	0			0,00	0,00
frenamento		7		20,76	
attrito	0	52,80		15,84	
vento: impalcato scarico			38		67,50
vento: impalcato carico			75		236,25
azione centrifuga			0		0,00
svio			20		80,00
sisma	0	45	45	91,23	91,23

altezza complessiva pila (m)
distanza sommità pila - intradosso fondazione (m)

5,80
7,80

AZIONI GLOBALI

	COMB.	N (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	T long (ton)	T trasv (ton)
Vento	SLU GEO 1	2.109	766	534	79	49
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	2.599	499	729	79	59
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	2.424	484	2.011	79	59
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	2.477	574	707	87	59
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	2.346	564	1.668	87	59
Svio Schema 1	SLU GEO 6	2.477	488	978	79	82
Svio Schema 2	SLU GEO 7	2.346	478	1.940	79	82
Vento	SLU STR 1	2.555	785	456	79	56
Acc. Schema 1	SLU STR 2	3.130	576	842	79	68
Acc. Schema 2	SLU STR 3	2.925	559	2.348	79	68
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	2.986	665	817	89	68
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	2.832	652	1.946	89	68
Svio Schema 1	SLU STR 6	2.986	564	1.135	79	95
Svio Schema 2	SLU STR 7	2.832	551	2.264	79	95
Vento	SLU EQU 1	2.400	785	456	79	56
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	2.976	576	842	79	68
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	2.770	559	2.348	79	68
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	2.832	665	817	89	68
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	2.678	652	1.946	89	68
Svio Schema 1	SLU EQU 6	2.832	564	1.135	79	95
Svio Schema 2	SLU EQU 7	2.678	551	2.264	79	95
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLU SISMA 1	1.850	628	165	62	17
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLU SISMA 2	1.850	626	388	62	17
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLU SISMA 3	1.850	260	515	19	57
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLU SISMA 4	1.850	258	738	19	57

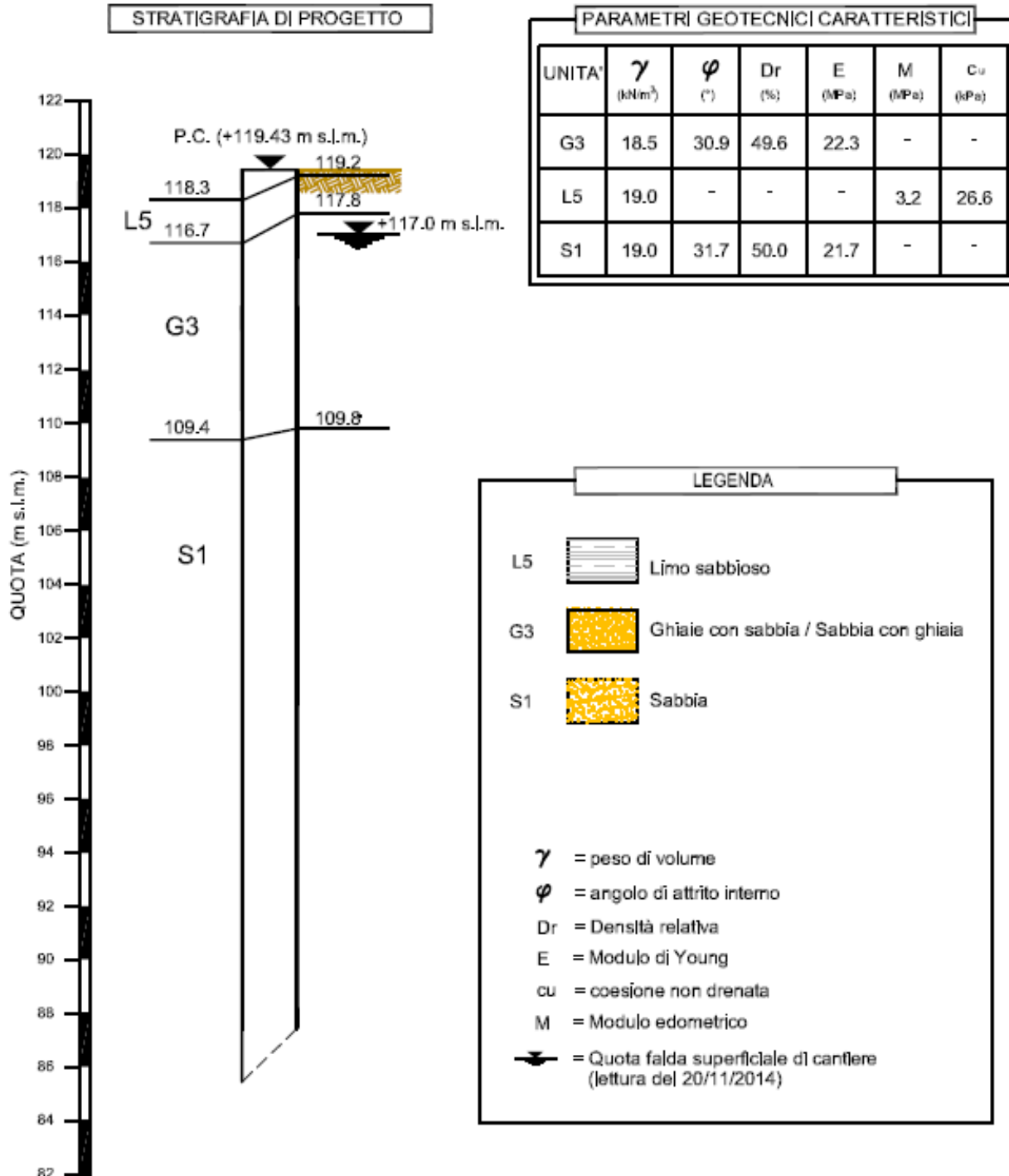
AZIONI SUI PALI

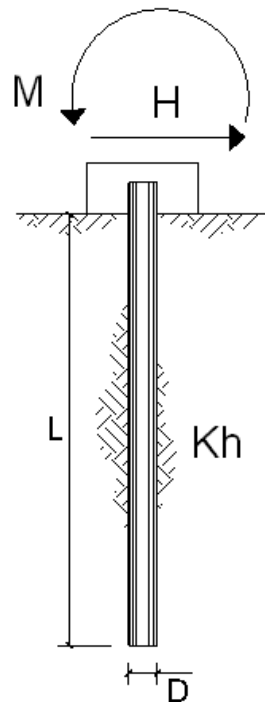
P max (ton)	P min (ton)	T long (ton)	T trasv (ton)	τ long (Kg/cm ²)	τ trasv (Kg/cm ²)
337	190	9,90	6,09	1,17	0,72
389	261	9,90	7,31	1,17	0,86
422	184	9,90	7,31	1,17	0,86
378	241	10,89	7,31	1,28	0,86
403	184	10,89	7,31	1,28	0,86
384	235	9,90	10,19	1,17	1,20
409	177	9,90	10,19	1,17	1,20
391	248	9,90	7,03	1,17	0,83
466	317	9,90	8,44	1,17	0,99
504	227	9,90	8,44	1,17	0,99
452	294	11,07	8,44	1,30	0,99
481	227	11,07	8,44	1,30	0,99
460	287	9,90	11,81	1,17	1,39
489	219	9,90	11,81	1,17	1,39
371	229	9,90	7,03	1,17	0,83
446	298	9,90	8,44	1,17	0,99
485	207	9,90	8,44	1,17	0,99
433	275	11,07	8,44	1,30	0,99
462	207	11,07	8,44	1,30	0,99
440	268	9,90	11,81	1,17	1,39
469	200	9,90	11,81	1,17	1,39
280	183	7,78	2,14	0,92	0,25
289	173	7,78	2,14	0,92	0,25
271	192	2,33	7,12	0,28	0,84
280	182	2,33	7,12	0,28	0,84

7.2.3.3 VERIFICA DEI PALI

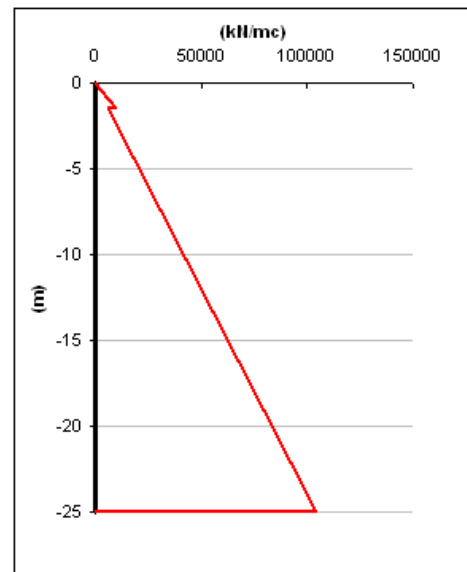
La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.200 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.

Per la stratigrafia di progetto si fa riferimento al sondaggio V3 riportato nell'elaborato B.11.1. Si assume la quota della falda a 2,00 m al di sotto del piano campagna.





scala grafico

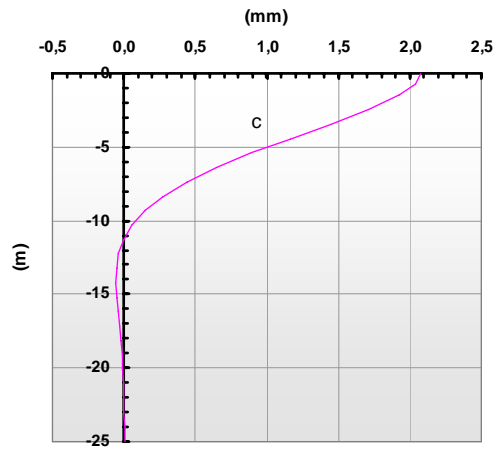
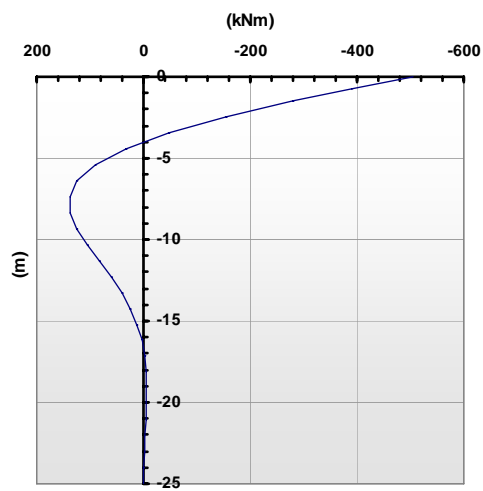


strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	η_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	sabbie e ghiaie	0,00	0	7500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	sabbie e ghiaie	-1,50	0	5000
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1,2 (m)
 J palo 0,10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 25 (m)
 Forza orizzontale in testa 154,1 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31220 (Mpa)
 dimensione elementi 1 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Spostamenti**Momento**

7.2.3.2.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Max} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	18Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 50,4$ tm $N_{sd} = -504$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 116$ tm $N_{rd} = -1.156$ t $I_R = 2,27$	

7.2.3.2.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Min} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	18Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 50,4$ tm $N_{sd} = -219$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 194$ tm $N_{rd} = -842$ t $I_R = 3,85$	

7.2.3.2.3 VERIFICA A TAGLIO

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

$$V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd})$$

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" offerta dall'armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" offerta dal calcestruzzo d'anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

- resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot^2 g\theta)}$$

dove:

$d = 85$ cm, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 85$ cm

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 113 \text{ mm}^2 = \phi 12$ a 2 bracci ogni 10 cm per 2,00 m a partire dalla testa; $\phi 12$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima = $8,23 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 30°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 850 \cdot \frac{2 \cdot 113}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g30^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 1.171 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 850 \cdot 850 \cdot 1 \cdot 8,23 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g30^\circ)}{(1 + \cot^2 g30^\circ)} \cdot 10^{-3} = 2.311 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Sd} = 154,1 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 1.171 \text{ kN}$$

7.2.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

La portata totale limite è definita dalla seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo:

$$Q_u = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_c}^{z_b} \tau_{us} dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

Dove:

D = diametro del palo = 1,20 m

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_c = profondità di infissione del palo dal p.c. originario

W = differenza tra il peso del palo ed il terreno asportato

L = lunghezza del palo = 25,00 m

7.2.4.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA LATERALE

Dall'espressione parametrica:

$$\tau_{us} = \beta \cdot \sigma'_{vo} \leq \tau_{us \max}$$

laddove:

β coefficiente empirico

σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal piano di campagna

$$\sigma'_{vo} = \gamma_{ti} \cdot z = 1,15 \cdot z$$

τ_{us max} tensione tangenziale ultima massima,

discende:

per depositi sabbiosi:

$$1,2 \geq \beta = 1,5 - 0,42 \cdot z^{0,34} \geq 0,25$$

per depositi sabbiosi-ghiaiosi e depositi ghiaiosi

$$1,8 \geq \beta = 2 - 0,15 \cdot z^{0,75} \geq 0,25$$

essendo z la profondità in metri dal p.c. originario; si pone poi, prevedendo l'esecuzione dei pali trivellati con l'impiego di fanghi bentonitici

$$\tau_{us \max} = 3 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us \max} = 142 + 0,32 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} > 53.$$

A favore di sicurezza, pur essendo indicata la presenza di ghiaia, viene utilizzata l'espressione a).

7.2.4.2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA DI BASE

Dall'espressione parametrica

$$q_{ub} = 100(\text{NSPT}) \cdot \alpha_N$$

dove:

100(NSPT) valore medio di NSPT nell'intorno della base del palo assunto pari a 20

α_N coefficiente empirico,

discende, mediando le indicazioni fornite per formazioni addensate sabbiose e sabbioso-limose,

α_N = 0,103

7.2.4.3 COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE

Si verifica la portanza dei pali di fondazione per la pila secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,7.

7.2.4.4 CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Nelle pagine seguenti si riportano la stratigrafia del terreno in sito e le curve di capacità portante ultima dei pali secondo gli approcci presenti al paragrafo 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008", ossia nell'ordine:

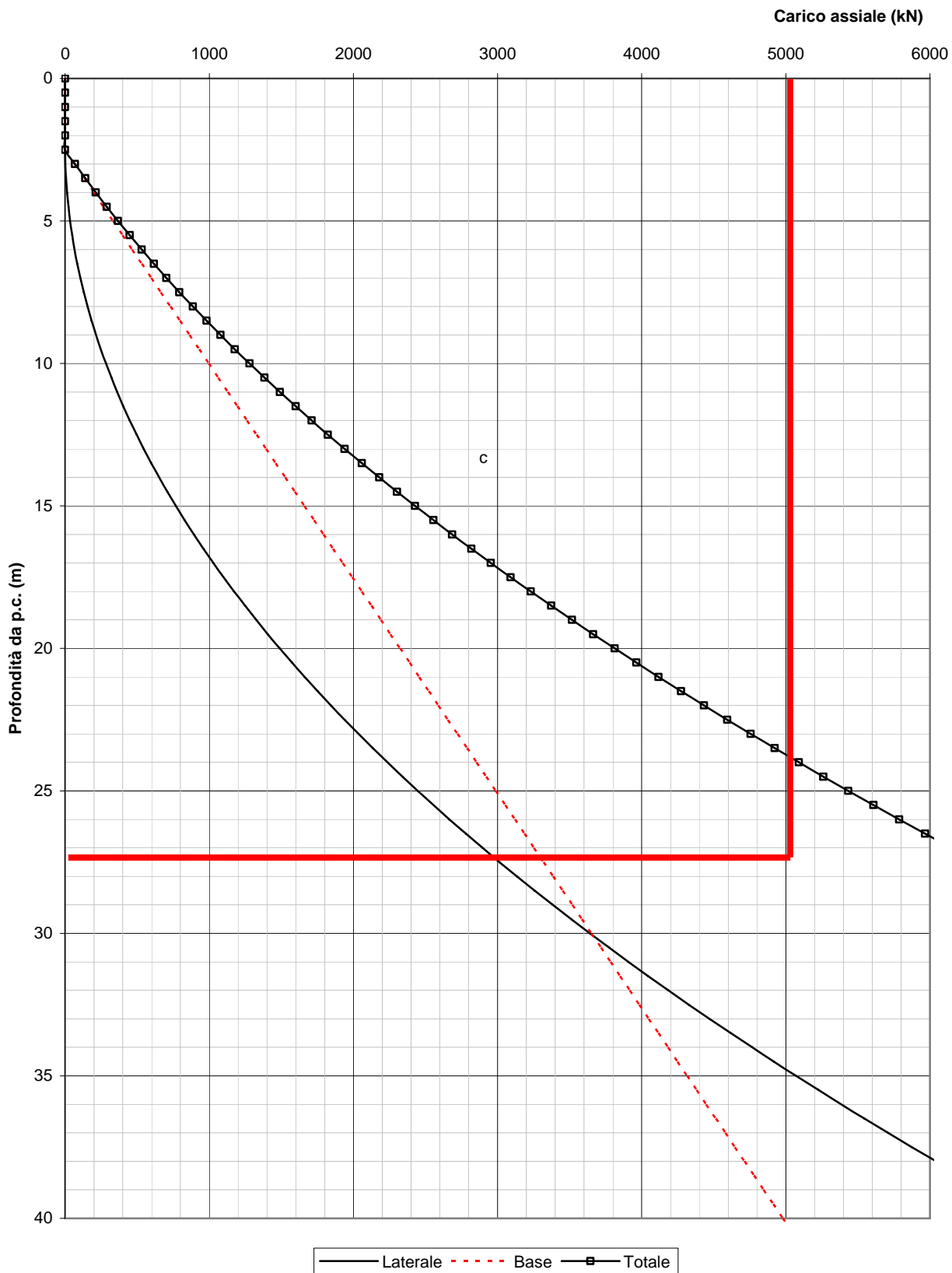
DA1 – C1: approccio 1, combinazione 1 – Stato Limite Ultimo STR

DA1 – C2: approccio 1, combinazione 2 – Stato Limite Ultimo GEO

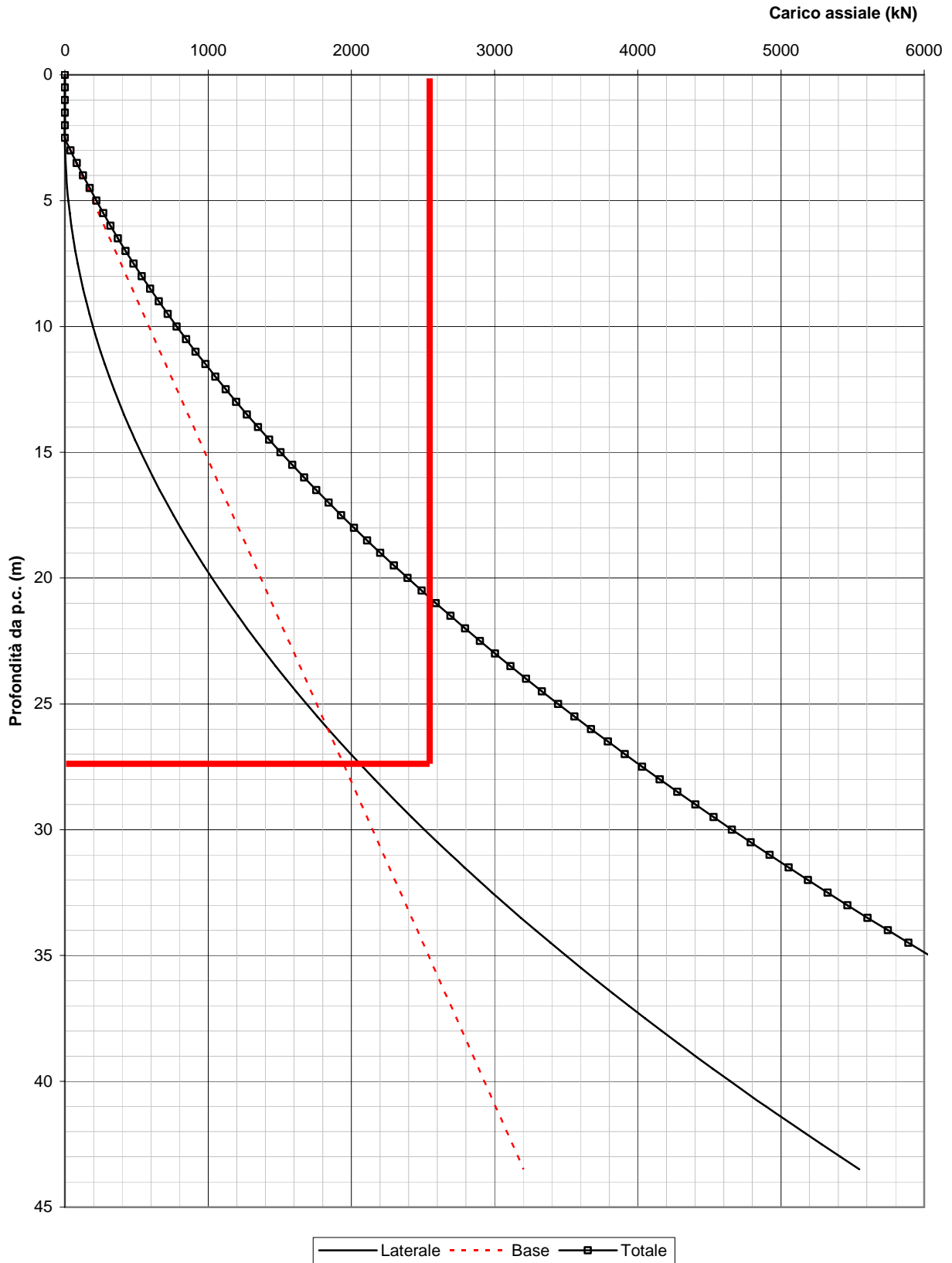
DA2: approccio 2 – Stato Limite Ultimo STR

Il valore del carico massimo e la lunghezza minima conseguente del palo per ogni combinazione considerata sono evidenziate con una linea continua di colore rosso.

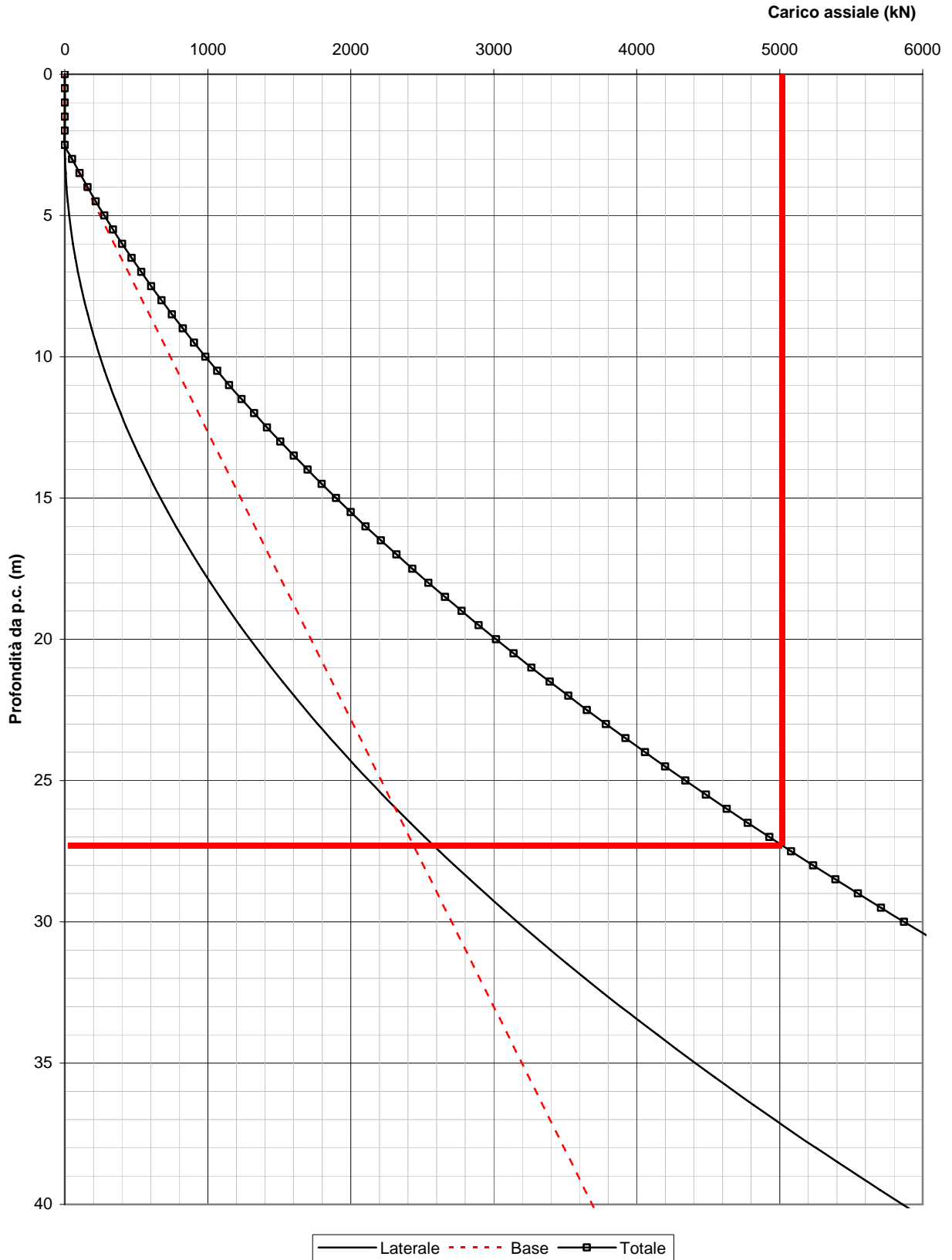
Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C1
 Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C2
 Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA2
 Pali Pila



7.2.5 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Il massimo momento flettente è calcolato rispetto all'asse del fusto si ottiene considerando la combinazione STR3:

$$M_{sd,long} = (504 + 402 + 300) \cdot 2,55 - (2,500 \cdot 2,00 \cdot 12,20) \cdot \frac{3,55^2}{2} = 2.6914 \text{ tm} / 12,2 \text{ m} = 221 \text{ tm} / \text{m}$$

$$M_{sd,trasv} = (431 + 504) \cdot 5,10 + 417 \cdot 2,55 - (2,500 \cdot 2,00 \cdot 7,10) \cdot \frac{6,10^2}{2} = 5.171 \text{ tm} / 7,10 \text{ m} = 728 \text{ tm} / \text{m}$$

VERIFICA A FLESSIONE*SEZIONE TRASVERSALE*

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	200
ARMATURA	compressa	5Ø20
	tesa	10Ø26
		10Ø26
		5Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 728 \text{ tm/m}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 888 \text{ tm/m}$	
	$I_R = 1,22$	

SEZIONE LONGITUDINALE

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	200
ARMATURA	compressa	5Ø20
	tesa	10Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 221 \text{ tm/m}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 380 \text{ tm/m}$	
	$I_R = 1,72$	

7.2.6 VERIFICA DEL FUSTO

Si effettuano le verifiche a flessione per le combinazioni di carico allo stato limite d'equilibrio (EQU), di resistenza della struttura (STR) e quelle sismiche (SLV).

7.2.6.1 AZIONI ALLA BASE

In base alle caratteristiche geometriche e alle sollecitazioni trasmesse dall'impalcato si valutano le azioni agente alla base del fusto della pila.

AZIONI GLOBALI alla BASE del FUSTO

	COMB.	N (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	T long (ton)	T trasv (ton)
Vento	SLU STR 1	1.970	627	343	79	56
Acc. Schema 1	SLU STR 2	2.545	481	707	79	68
Acc. Schema 2	SLU STR 3	2.340	464	2.213	79	68
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	2.402	551	682	89	68
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	2.248	539	1.811	89	68
Svio Schema 1	SLU STR 6	2.402	469	946	79	95
Svio Schema 2	SLU STR 7	2.248	456	2.075	79	95
Vento	SLU EQU 1	1.924	627	343	79	56
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	2.499	481	707	79	68
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	2.294	464	2.213	79	68
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	2.355	551	682	89	68
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	2.201	539	1.811	89	68
Svio Schema 1	SLU EQU 6	2.355	469	946	79	95
Svio Schema 2	SLU EQU 7	2.141	456	2.075	79	95
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLV SISMA 1	1.417	504	131	62	17
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLV SISMA 2	1.387	501	354	62	17
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLV SISMA 3	1.417	223	401	19	57
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLV SISMA 4	1.387	220	624	19	57

7.2.6.2 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

Combinazione SLU STR2: N_{MAX}

N = 2.545 ton

M_{trasv} = 707 tonmM_{long} = 481 tonmVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

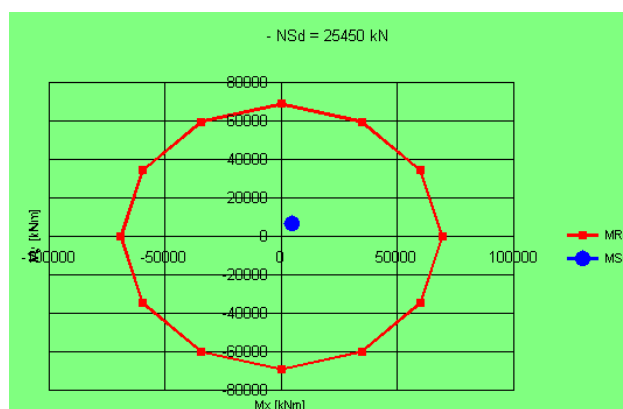
SEZIONE diametro (cm) 250

ARMATURA diffusa 40Ø26

SOLLECITAZIONI N = 2.545 ton

M_{trasv} = 707 tonmM_{long} = 481 tonm

DOMINIO DI ROTTURA

Combinazione SLU STR3: M_{MAX}

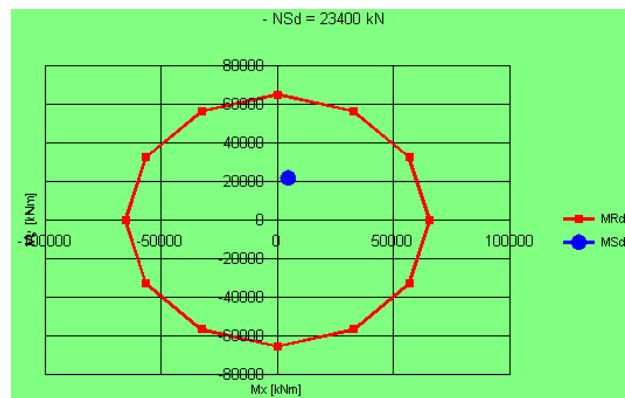
N = 2.340 ton

M_{trasv} = 2.213 tonmM_{long} = 464 tonm

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE diametro (cm) 250
 ARMATURA diffusa 40Ø26
 SOLLECITAZIONI N = 2.340 ton
 $M_{trasv} = 2.213 \text{ tonm}$
 $M_{long} = 464 \text{ tonm}$

DOMINIO DI ROTTURA

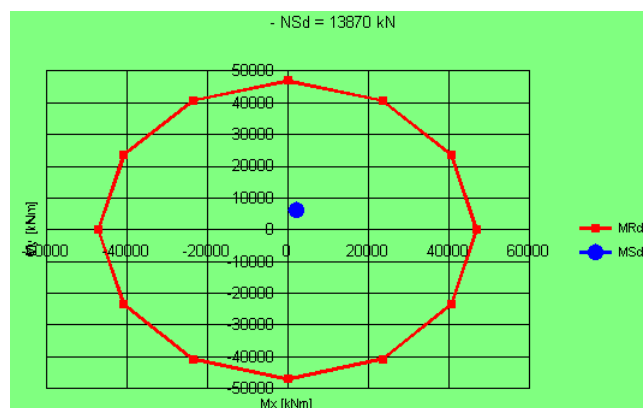
Combinazione SLV SISMA4: N_{MIN}

N = 1.387 ton
 $M_{trasv} = 624 \text{ tonm}$
 $M_{long} = 220 \text{ tonm}$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE diametro (cm) 250
 ARMATURA diffusa 40Ø26
 SOLLECITAZIONI N = 1.387 ton
 $M_{trasv} = 624 \text{ tonm}$
 $M_{long} = 220 \text{ tonm}$

DOMINIO DI ROTTURA



7.2.7 VERIFICA DEL PULVINO

Si effettuano le verifiche a flessione per le combinazioni di carico di resistenza della struttura (STR) e quelle sismiche (SLV).

7.2.7.1 AZIONI SUL PULVINO

In base alle caratteristiche geometriche e alle sollecitazioni trasmesse dall'impalcato si valutano le azioni agente sul pulvino a filo del fusto e a filo della trave esterna.

TRAVI

	TRAVE est (ton)	TRAVE int (ton)	TOT (ton)
permanenti	243	218	461
Acc. Schema 1: mezzi N max	30	104	135
Acc. Schema 2: mezzi N min	148	102	250
Acc. Schema 1: folla N max	0	0	0
Acc. Schema 2: folla N min	0	0	0
frenamento	0	0	0
attrito	0	0	0
vento: impalcato scarico	11	0	11
vento: impalcato carico	39	0	39
azione centrifuga	0	0	0
svio	13	0	13
sisma	15	0	15

Braccio coppia trave esterna (m)	6,00
Braccio coppia trave interna (m)	3,00
Braccio trave esterna (m)	4,75
Braccio trave interna (m)	1,75
Sbalzo pulvino	5,65

AZIONI GLOBALI pulvino

	COMB.	T filo tr.est (ton)	T filo fusto (ton)	M filo fusto (ton m)
Vento	SLU STR 1	469	796	2.660
Acc. Schema 1	SLU STR 2	529	997	3.189
Acc. Schema 2	SLU STR 3	687	1.152	3.936
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	518	1.086	3.079
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	637	1.068	3.639
Svio Schema 1	SLU STR 6	536	969	3.165
Svio Schema 2	SLU STR 7	655	1.086	3.725
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLV SISMA 1	319	558	1.807
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLV SISMA 2	342	581	1.918
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLV SISMA 3	329	568	1.858
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLV SISMA 4	353	591	1.968

7.2.7.2 VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

SEZIONE RETTANGOLARE

COMBINAZIONE	SLU STR3	
SEZIONE	base (cm)	190
	altezza (cm)	280
ARMATURA	compressa	20Ø20
	tesa	20Ø26
		20Ø26
		20Ø26
		20Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 3.936$ tm	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 4.103$ tm	
	$I_R = 1,04$	

7.2.7.3 VERIFICA TAGLIO

SEZIONE FILO TRAVE ESTERNA

COMBINAZIONE SLU STR3

$$V_{sd} = 687 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,20 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{80 \cdot 5,31}{190 \cdot 140}\right) \cdot 190 \cdot 135 \cdot 1 =$$

$$= 152.234 \text{ kg} = 152 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} < V_{sd}$ è richiesta la verifica a taglio delle armature; sono presenti staffe $\phi 20/20$ a otto braccia:

$$V_{rd2} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,30 \cdot 164,6 \cdot 190 \cdot 135 = 1.266.597 \text{ Kg} = 1.267 \text{ ton} \geq V_{sd}$$

$$V_{cd} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,60 \cdot 13,20 \cdot 190 \cdot 135 \cdot 1 = 203.148 \text{ kg} = 203 \text{ t}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{s} = 3,14 \cdot 8 \cdot 3.739 \cdot 0,9 \cdot 135 / 20 = 570.586 \text{ kg} = 571 \text{ ton}$$

$V_{cd} + V_{wd} > V_{sd}$ verifica soddisfatta.

VERIFICA TAGLIOSEZIONE FILO FUSTO

COMBINAZIONE SLU STR3

$$V_{sd} = 1.152 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,20 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{80 \cdot 5,31}{190 \cdot 230}\right) \cdot 190 \cdot 225 \cdot 1 =$$

$$= 209.643 \text{ kg} = 210 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} < V_{sd}$ è richiesta la verifica a taglio delle armature; sono presenti staffe $\phi 20/20$ a sei braccia:

$$V_{rd2} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,30 \cdot 164,6 \cdot 190 \cdot 225 = 2.110.995 \text{ Kg} = 2.111 \text{ ton} \geq V_{sd}$$

$$V_{cd} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,60 \cdot 13,20 \cdot 190 \cdot 225 \cdot 1 = 338.580 \text{ kg} = 339 \text{ t}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{s} = 3,14 \cdot 8 \cdot 3.739 \cdot 0,9 \cdot 225 / 20 = 950.977 \text{ kg} = 951 \text{ ton}$$

$V_{cd} + V_{wd} > V_{sd}$ verifica soddisfatta.

7.3 TIPOLOGIA TRADIZIONALE A FUSTO DOPPIO

7.3.1 AZIONI VERTICALI

7.3.1.1 PESI PROPRI

Pulvino	$\left[16,80 \cdot 1,60 + 2 \cdot 4,15 \cdot \frac{1,00}{2} \right] \cdot 1,90 \cdot 2,500 =$	147,4	ton
Fusto	$\pi \cdot \left(\frac{2,50}{2} \right)^2 \cdot 4,50 \cdot 2,500 \cdot 2 =$	110,4	ton
Plinto	$16,00 \cdot 7,00 \cdot 2,00 \cdot 2,500 =$	560,0	ton

7.3.1.2 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori massimi per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali

peso acciaio	$(39,8 + 41,3 + 41,3 + 41,3 + 39,8 + 11,3) =$	214,8	ton
peso soletta	$(118,3 + 109,4 + 113,1 + 109,4 + 118,3 + 39,1) =$	607,6	ton
permanenti	$(50,3 + 43,0 + 45,1 + 43,0 + 50,3 + 17,0) =$	248,7	ton
accidentali cond. N_{max}	$(30,3 + 104,1 + 176,2 + 87,2 + 27,7 + 9,7) =$	435,2	ton
accidentali cond. $M_{tr,max}$	$(146,5 + 100,5 + 21,1 + 7,9 - 3,8 - 1,3) =$	270,9	ton
Momenti flettenti in direzione trasversale			
per peso acciaio x	$(39,8 - 11,3) \cdot 7,5 + (41,3 - 39,8) \cdot 4,5 + (41,3 - 41,3) \cdot 1,5 =$	220,5	tonm
per peso soletta x	$(118,3 - 39,1) \cdot 7,5 + (109,4 - 118,3) \cdot 4,5 + (113,1 - 109,4) \cdot 1,5 =$	559,5	tonm
per permanenti x	$(50,3 - 17) \cdot 7,5 + (43,0 - 50,3) \cdot 4,5 + (45,1 - 43) \cdot 1,5 =$	220,1	tonm
per accidentali cond. N_{max}	$(30,3 - 9,7) \cdot 7,5 + (104,1 - 27,7) \cdot 4,5 + (176,2 - 87,2) \cdot 1,5 =$	631,8	tonm
per accidentali cond. $M_{tr,max}$	$(146,5 + 1,3) \cdot 7,5 + (100,5 + 3,8) \cdot 4,5 + (21,1 + 7,9) \cdot 1,5 =$	1.621,4	tonm

7.3.1.3 ECCENTRICITA' LONGITUDINALE DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Come per la tipologia precedente szi valuta l'eccentricità convenzionale del punto di applicazione dei carichi d'impalcato al fine di prendere in considerazione le incertezze esecutive (valutata sulla dimensione trasversale delle colonne) come:

$$e_o = s/30 = 2,50 / 30 = \pm 0,08 \text{ m}$$

Momenta flettenti in direzione longitudinale per eccentricità:

per peso proprio e permanenti	$(214,8 + 607,6 + 248,7) \cdot 0,08 =$	85,7	tonm
per accidentali cond. N_{max}	$435,2 \cdot 0,08 =$	34,8	tonm
per accidentali cond. $M_{tr,max}$	$270,9 \cdot 0,08 =$	21,7	tonm

7.3.2 AZIONI ORIZZONTALI

7.3.2.1 FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e per i ponti di prima categoria è uguale a:

$$H_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 30) + 0,10 \cdot 0,90 \cdot 3,00 \cdot 600,00 = 198,00 \text{ ton} > 90 \text{ ton} \Rightarrow H_f = 90 \text{ ton}$$

Che si distribuisce in ugual modo su ciascun isolatore, quindi:

$$H_f = \frac{90}{65} = 1,38 \text{ ton / appoggio} \rightarrow H_f = 8,28 \text{ ton}$$

7.3.2.2 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m² in direzione ortogonale all'asse del ponte considerando:

$$\text{l'impalcato carico} \quad H_{tr,sv,60-40} = 75 \text{ ton}$$

l'impalcato scarico

$$H_{\text{trasv},60-40} = 37,5 \text{ ton}$$

7.3.2.3 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Le azioni dovute all'urto dei veicoli in svio vengono valutate come per le tipologie precedenti e quindi anche in questo caso si può ipotizzare che l'azione produca una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{60,5}{2 \cdot 1,5} = 20,00 \text{ ton}$$

applicata a 1,0 m dal piano stradale.

7.3.2.4 AZIONE D'ATTRITO

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 40 °C: $H_s = 38,40 \text{ ton}$

7.3.2.5 SISMA

7.3.2.5.1 AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO

In base alle valutazioni fatte per la tipologia di pila a cavalletto (paragrafo 7.1.2.5.1) la forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = \frac{(12.792,9)}{9,81} \cdot 0,445 = 580 \text{ ton} = 8,9 \text{ ton/appoggio} \rightarrow F = 53,4 \text{ ton}$$

7.3.2.5.2 AZIONE SISMICA AGENTE SULLE PILE

Come per le tipologie precedenti il periodo fondamentale della struttura in direzione longitudinale si ottiene sottoponendo la struttura ad analisi modale tramite il programma di calcolo ad elementi finiti SAP 2000; così facendo risulta un periodo fondamentale pari a 0,292 sec in direzione longitudinale. Il periodo fondamentale della struttura in direzione trasversale valutato analiticamente risulta pari a 0,157 sec, considerando come il peso della massa concentrata nel grado di libertà i G_i pari a $G_i = P_{\text{perm}} + P_{\text{psup}} = 62,10 \text{ ton/nodo}$.

Sforzo di compr. di calcolo N_{ed} =	1.328.947	kg
Area di calcestruzzo A_c =	98.175	cm ²
Resist. Caratteristica CIs f_{ck} =	350	Kg/cm ²
Sforzo normale ridotto η_k =	0,04	
Classe di duttilità	B	
η =	0,55	
Fattore di struttura longitudinale =	1,50	
Fattore di struttura trasversale =	1,50	

S_t = 1,0
 T^*_{c} = 0,32
 F_0 = 2,76
 ag = 0,518

Coefficiente di amplificazione topografico
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
 accelerazione orizzontale massima al sito

SPETTRO DI RISPOSTA

SUOLO	Cc	Ss	S	Tb	Tc	Td
A	1,00	1,00	1,00	0,11	0,32	1,81
B	1,38	1,20	1,20	0,15	0,44	1,81
C	1,53	1,50	1,50	0,16	0,49	1,81
D	2,21	1,80	1,80	0,24	0,71	1,81
E	1,81	1,60	1,60	0,19	0,58	1,81

Ss da formula
1,00
1,34
1,61
2,18
1,84

	A	B	C	D	E
$0 < T < T_B$ $S_E(T) =$	2,279	2,291	2,724	2,784	2,686
$T_B < T < T_C$ $S_E(T) =$	0,786	0,944	1,179	1,415	1,258
$T_C < T < T_D$ $S_E(T) =$	0,861	1,427	1,975	3,424	2,499
$T_D < T$ $S_E(T) =$	5,335	8,844	12,238	21,219	15,484

AZIONE SISMICA LONGITUDINALE

PERIODO FONDAMENTALE DI OSCILLAZIONE LONGITUDINALE

T (sec) = 0,292

$S_E(T) = 1,415$ $S_D(T) = 0,943$

FORZA SISMICA LONGITUDINALE TOTALE

F = 0,096 W_{tot}

AZIONE SISMICA TRASVERSALE

Massa nodo pila 1	62,10 ton	Peso nodo pila 1: G ₁	609,25 ton
Massa pila 1 calcolo F sismica	7,51 ton	Spostamento nodo pila 1: d	0,00610 m
Massa nodo pila 2	62,10 ton	Peso nodo pila 2: G ₂	609,25 ton
Massa pila 2 calcolo F sismica	7,51 ton	Spostamento nodo pila 2: c	0,00610 m
		Peso nodo pila 1 per F sismica: G ₁	73,70 ton
		Peso nodo pila 2 per F sismica: G ₂	73,70 ton

PERIODO FONDAMENTALE DI OSCILLAZIONE

T (sec) = 0,157

$S_E(T) = 2,787$ $S_D(T) = 1,858$

FORZE SISMICHE TOTALI AI NODI

Nodo pila 1 F₁ = 13,959 ton
 Nodo pila 2 F₂ = 13,959 ton

7.3.3 PALI

7.3.3.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi la Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

7.3.3.1 AZIONE ASSIALE SUI PALI

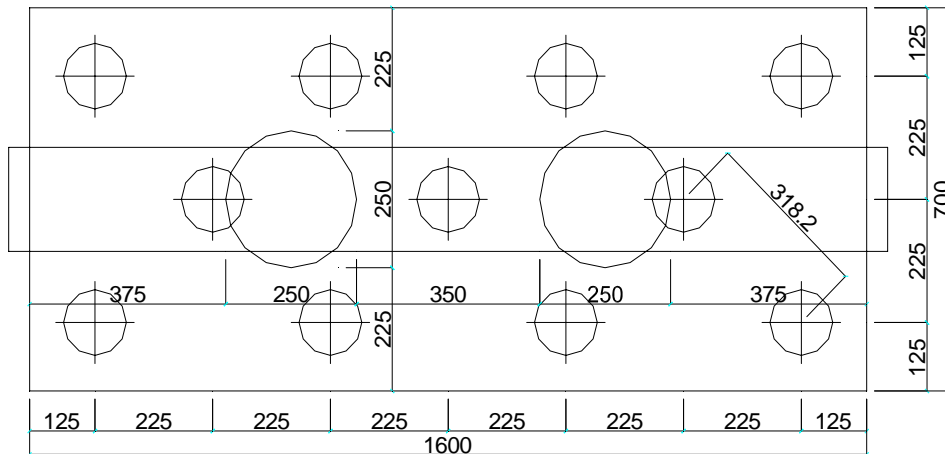
Si valuta l'azione assiale sui pali per ciascuna delle combinazioni di carico riportate nella tabella seguente:

PRINCIPALE	COMB.	P.p.		Perm.		Attrito		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svio		Centrifuga		Sisma	
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_{G1}	Ψ_0	γ_{Ex}	γ_{Ey}	
Vento	SLU GEO 1	1,00	1,30	1,00	1,50	1,00	1,30														
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Svio Schema 1	SLU GEO 6	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Svio Schema 2	SLU GEO 7	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Vento	SLU STR 1	1,35	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50														
Acc. Schema 1	SLU STR 2	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Acc. Schema 2	SLU STR 3	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 1	SLU STR 6	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 2	SLU STR 7	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Vento	SLU EQU 1	1,10	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50														
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 1	SLU EQU 6	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 2	SLU EQU 7	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Sisma Schema 1	SLU SISMA 1	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00									1,00	0,30
Sisma Schema 2	SLU SISMA 2	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00									1,00	0,30
Sisma Schema 1	SLU SISMA 3	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00									0,30	1,00
Sisma Schema 2	SLU SISMA 4	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00									0,30	1,00

$N^{\circ} \text{ pali} = 11$

$W_y = W_{\text{long}} = 2 \cdot \frac{4 \cdot 2,25^2}{2,25} = 18,00 \text{ m}$

$W_x = W_{\text{trasv}} = \frac{4 \cdot 6,75^2 + 2 \cdot 4,50^2 + 4 \cdot 2,25^2}{6,75} = 36,00 \text{ m}$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

IMPALCATO	
spessore travi + soletta (m)	2,70
altezza marciapiede (m)	0,30
altezza baricentro impalcato (m)	1,47
altezza baggioli (m)	0,30
eccentricità accidentale	0,08
PILA PULVINO	
altezza equivalente (m)	1,94
larghezza (m)	16,00
spessore (m)	1,90
PESO (ton)	147
PILA SINGOLO FUSTO	
altezza (m)	4,50
diametro (m)	2,50
PESO (ton)	55
PESO doppio fusto (ton)	110
FONDAZIONE	
lunghezza (m)	7,00
larghezza (m)	16,00
spessore (m)	2,00
PESO (ton)	560
PALI	
diametro (mm)	1200
Area (m ²)	1,131
n°	11,00
W x	36,00
W y	18,00

	N	H x	H y
	(ton)	(ton)	(ton)
SISMA PILA	0,00	25	28

x : Asse longitudinale (secondo la dir. di marcia)
y : Asse trasversale

AZIONI (NORME TECNICHE 2008) TRASMESSE DALL'IMPALCATO all'estradosso del fusto

	N	H x	H y	M long	M trasv
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton m)	(ton m)
permanenti	1,071			89,26	1,000,10
Acc. Schema 1: mezzi N max	435			36,27	631,80
Acc. Schema 2: mezzi N min	271			22,58	1,621,40
Acc. Schema 1: folia N max	0			0,00	0,00
Acc. Schema 2: folia N min	0			0,00	0,00
frenamento		8		24,84	
attrito	0	38,40		11,52	
vento: impalcato scarico			38		67,50
vento: impalcato carico			75		236,25
azione centrifuga			0		0,00
svio			20		80,00
sisma	0	53	53	94,52	94,52

altezza complessiva pila (m)

5,80

distanza sommità pila - intradosso fondazione (m)

7,80

AZIONI GLOBALI

	COMB.	N	M long	M trasv	T long	T trasv
		(ton)	(ton m)	(ton m)	(ton)	(ton)
Vento	SLU GEO 1	2.210	583	1.834	58	49
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	2.711	400	2.667	58	59
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	2.522	385	3.805	58	59
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	2.586	493	2.486	67	59
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	2.444	481	3.339	67	59
Svio Schema 1	SLU GEO 6	2.586	390	2.757	58	82
Svio Schema 2	SLU GEO 7	2.444	378	3.611	58	82
Vento	SLU STR 1	2.711	600	1.956	58	56
Acc. Schema 1	SLU STR 2	3.298	463	3.092	58	68
Acc. Schema 2	SLU STR 3	3.076	444	4.428	58	68
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	3.151	571	2.879	69	68
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	2.985	557	3.881	69	68
Svio Schema 1	SLU STR 6	3.151	451	3.198	58	95
Svio Schema 2	SLU STR 7	2.985	437	4.200	58	95
Vento	SLU EQU 1	2.506	600	1.956	58	56
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	3.094	463	3.092	58	68
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	2.872	444	4.428	58	68
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	2.947	571	2.879	69	68
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	2.781	557	3.881	69	68
Svio Schema 1	SLU EQU 6	2.947	451	3.198	58	95
Svio Schema 2	SLU EQU 7	2.781	437	4.200	58	95
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLU SISMA 1	1.976	729	1.321	78	24
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLU SISMA 2	1.976	726	1.519	78	24
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLU SISMA 3	1.976	286	1.774	23	81
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLU SISMA 4	1.976	284	1.972	23	81

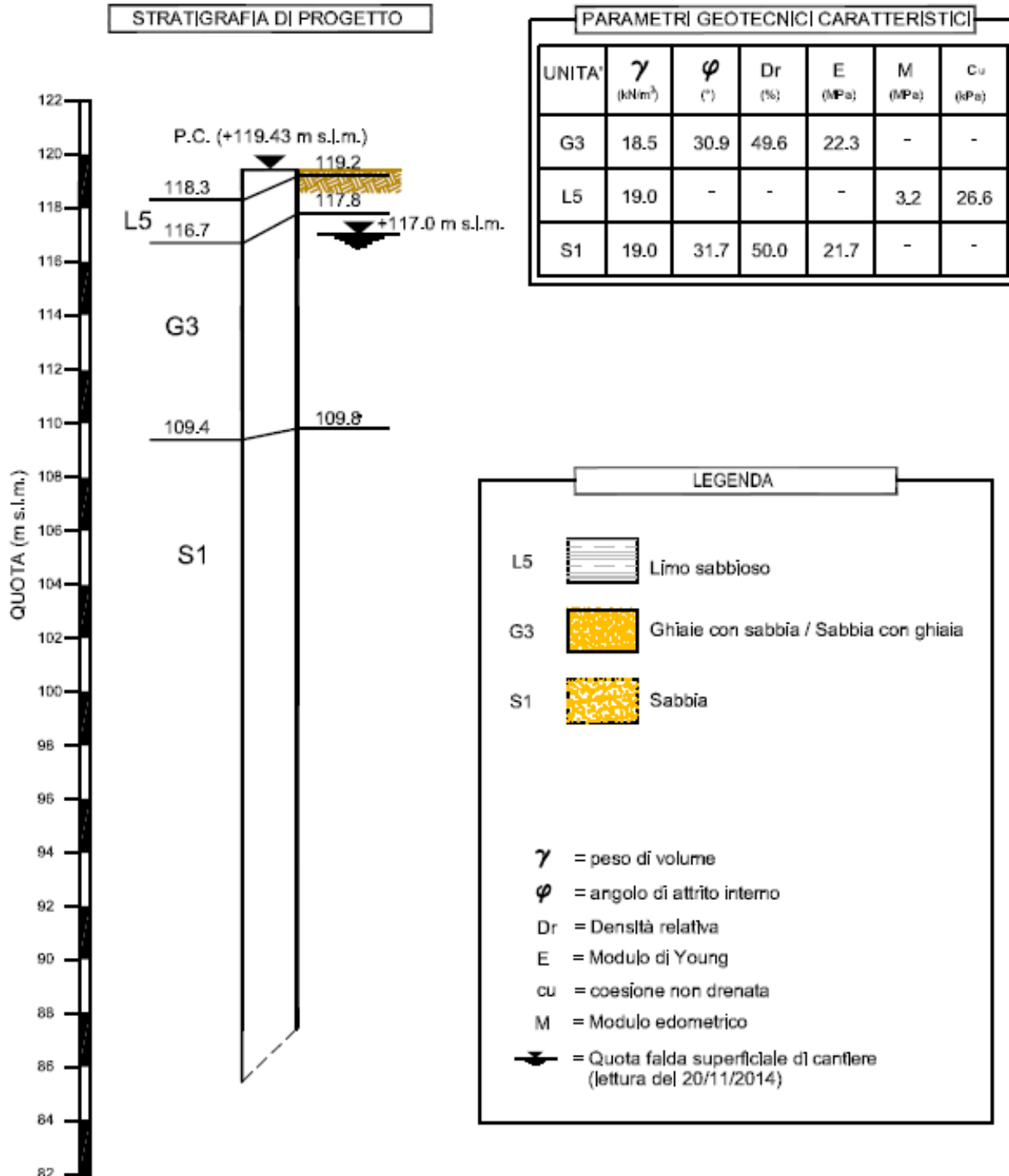
AZIONI SUI PALI

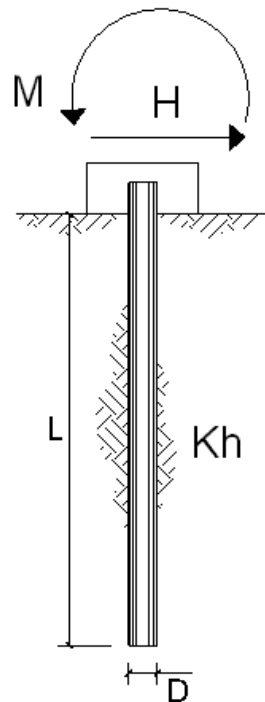
	P max	P min	T long	T trasv	τ long	τ trasv
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
	284	118	5,24	4,43	0,62	0,52
	343	150	5,24	5,32	0,62	0,63
	356	102	5,24	5,32	0,62	0,63
	331	139	6,10	5,32	0,72	0,63
	342	103	6,10	5,32	0,72	0,63
	333	137	5,24	7,41	0,62	0,87
	343	101	5,24	7,41	0,62	0,87
	334	159	5,24	5,11	0,62	0,60
	411	188	5,24	6,14	0,62	0,72
	427	132	5,24	6,14	0,62	0,72
	398	175	6,25	6,14	0,74	0,72
	410	133	6,25	6,14	0,74	0,72
	400	173	5,24	8,59	0,62	1,01
	412	130	5,24	8,59	0,62	1,01
	316	140	5,24	5,11	0,62	0,60
	393	170	5,24	6,14	0,62	0,72
	409	113	5,24	6,14	0,62	0,72
	380	156	6,25	6,14	0,74	0,72
	392	114	6,25	6,14	0,74	0,72
	382	154	5,24	8,59	0,62	1,01
	394	112	5,24	8,59	0,62	1,01
	257	102	7,11	2,22	0,84	0,26
	262	97	7,11	2,22	0,84	0,26
	245	114	2,13	7,39	0,25	0,87
	250	109	2,13	7,39	0,25	0,87

7.3.3.3 VERIFICA DEI PALI

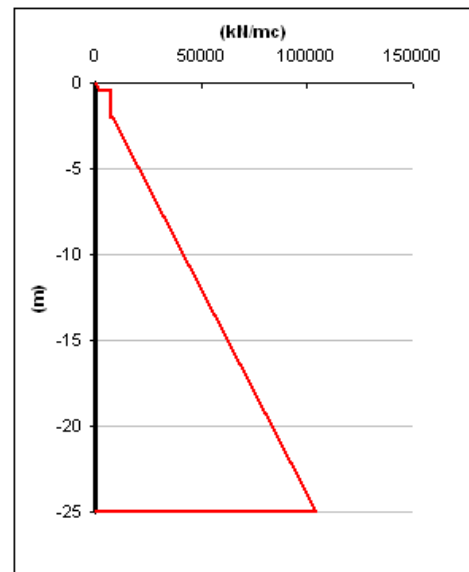
La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.200 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.

Per la stratigrafia di progetto si fa riferimento al sondaggio V3 riportato nell'elaborato B.11.1. Si assume la quota della falda a 2,00 m al di sotto del piano campagna.





scala grafico

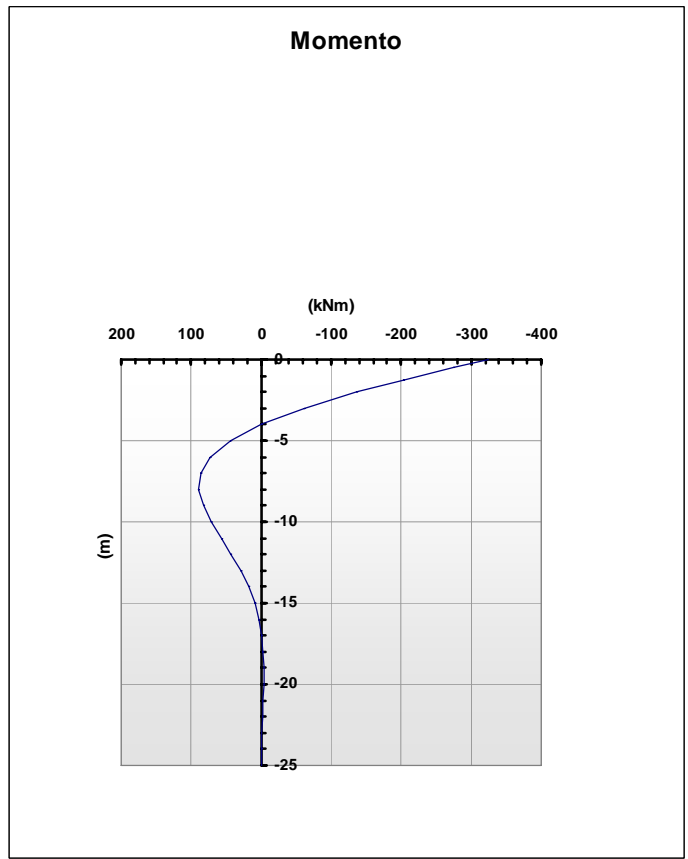
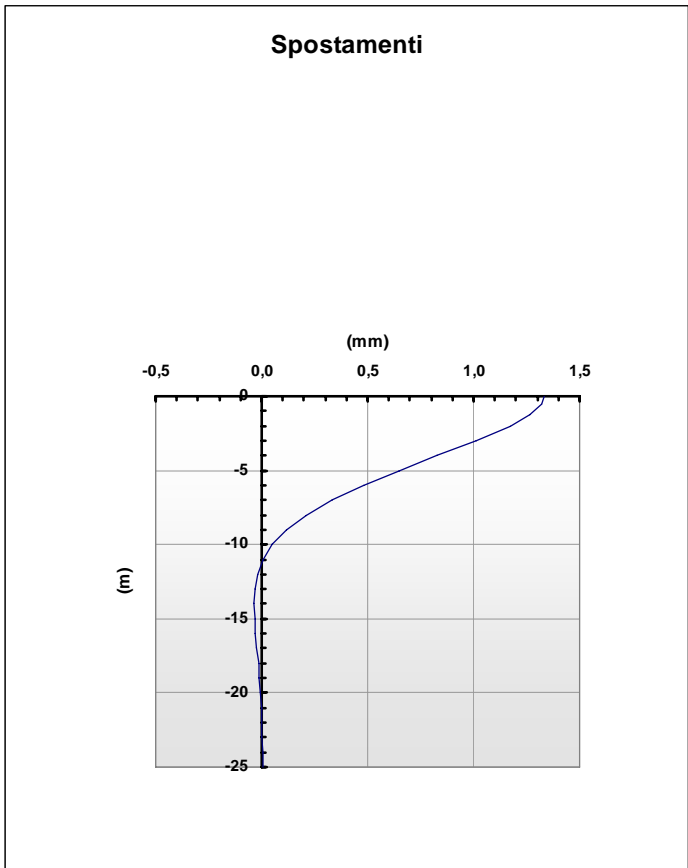


strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	η_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	sabbie e ghiaie	0,00	0	5000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	limi con sabbie+ghiaie	-0,50	7500	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	sabbie e ghiaie	-2,00	0	5000
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1,2 (m)
 J palo 0,10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 25 (m)
 Forza orizzontale in testa 100,6 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31220 (Mpa)
 dimensione elementi 1 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)



7.3.3.2.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Max} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	18Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 32,4$ tm $N_{sd} = -427$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 91,4$ tm $N_{rd} = -1.206$ t $I_R = 2,86$	

7.3.3.2.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Min} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	18Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 200,3$ tm $N_{sd} = -803,5$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 194$ tm $N_{rd} = -842$ t $I_R = 6,25$	

7.3.3.2.3 VERIFICA A TAGLIO

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

$$V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd})$$

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" offerta dall'armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" offerta dal calcestruzzo d'anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

- resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot^2 g\theta)}$$

dove:

$d = 85$ cm, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 85$ cm

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 113 \text{ mm}^2 = \phi 12$ a 2 bracci ogni 10 cm per 2,00 m a partire dalla testa; $\phi 12$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima = $8,23 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 30°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 850 \cdot \frac{2 \cdot 113}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g30^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 1.171 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 850 \cdot 850 \cdot 1 \cdot 8,23 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g30^\circ)}{(1 + \cot^2 g30^\circ)} \cdot 10^{-3} = 2.311 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Sd} = \sqrt{5,24^2 + 8,59^2} = 10,06 \text{ t} = 100,6 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 1.171 \text{ kN}$$

7.3.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

La portata totale limite è definita dalla seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo:

$$Q_u = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_c}^{z_b} \tau_{us} dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

Dove:

D = diametro del palo = 1,20 m

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_c = profondità di infissione del palo dal p.c. originario

W = differenza tra il peso del palo ed il terreno asportato

L = lunghezza del palo = 25,00 m

7.3.4.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA LATERALE

Dall'espressione parametrica:

$$\tau_{us} = \beta \cdot \sigma'_{vo} \leq \tau_{us \max}$$

laddove:

β coefficiente empirico

σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal piano di campagna

$$\sigma'_{vo} = \gamma_{ti} \cdot z = 1,15 \cdot z$$

τ_{us max} tensione tangenziale ultima massima,

discende:

per depositi sabbiosi:

$$1,2 \geq \beta = 1,5 - 0,42 \cdot z^{0,34} \geq 0,25$$

per depositi sabbiosi-ghiaiosi e depositi ghiaiosi

$$1,8 \geq \beta = 2 - 0,15 \cdot z^{0,75} \geq 0,25$$

essendo z la profondità in metri dal p.c. originario; si pone poi, prevedendo l'esecuzione dei pali trivellati con l'impiego di fanghi bentonitici

$$\tau_{us \max} = 3 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us \max} = 142 + 0,32 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} > 53.$$

A favore di sicurezza, pur essendo indicata la presenza di ghiaia, viene utilizzata l'espressione a).

7.3.4.2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA DI BASE

Dall'espressione parametrica

$$q_{ub} = 100(\text{NSPT}) \cdot \alpha_N$$

dove:

100(NSPT) valore medio di NSPT nell'intorno della base del palo assunto pari a 20

α_N coefficiente empirico,

discende, mediando le indicazioni fornite per formazioni addensate sabbiose e sabbioso-limose,

α_N = 0,103

7.3.4.3 COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE

Si verifica la portanza dei pali di fondazione per la pila secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,7.

7.3.4.4 CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Nelle pagine seguenti si riportano la stratigrafia del terreno in sito e le curve di capacità portante ultima dei pali secondo gli approcci presenti al paragrafo 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008", ossia nell'ordine:

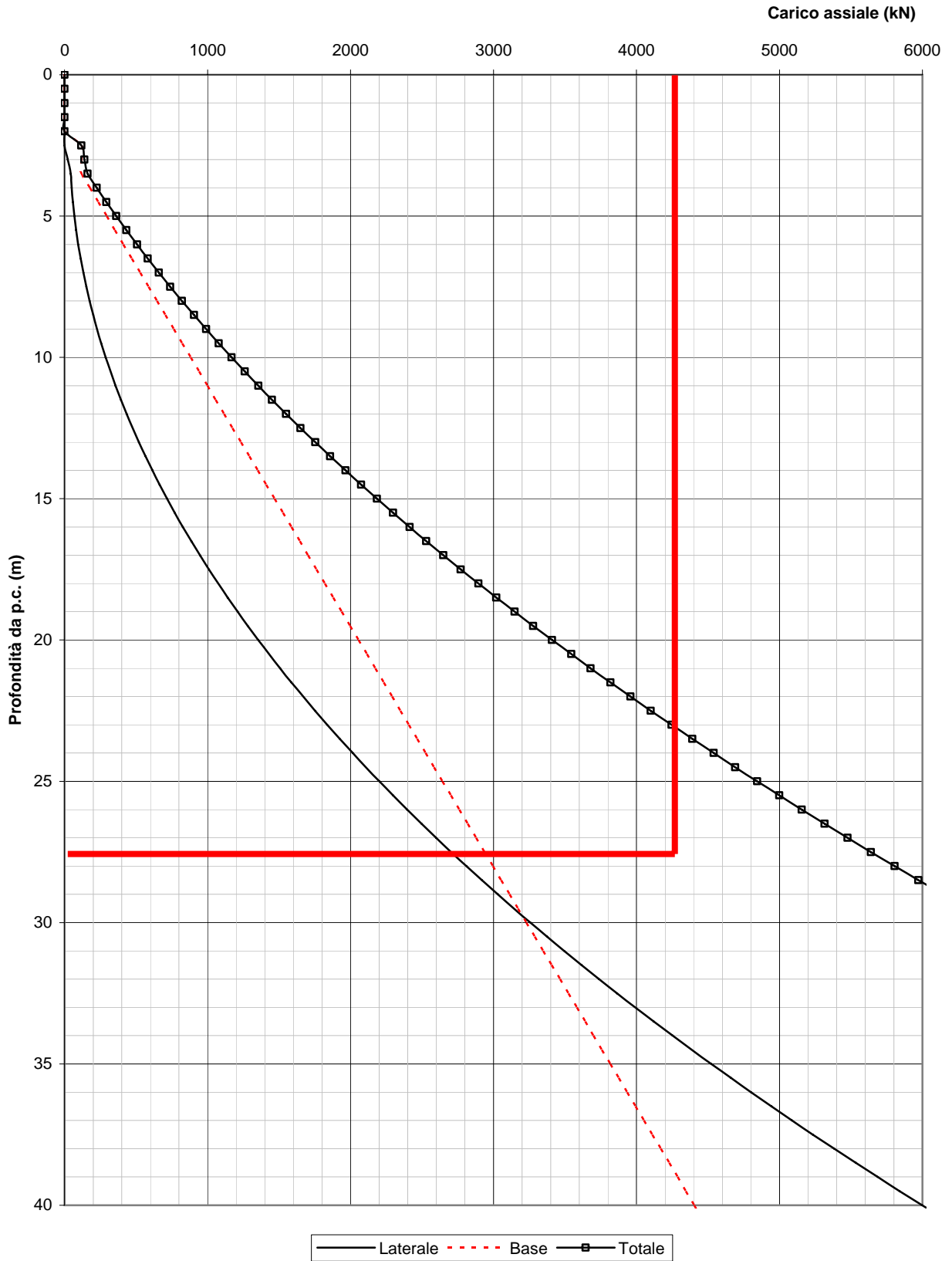
DA1 – C1: approccio 1, combinazione 1 – Stato Limite Ultimo STR

DA1 – C2: approccio 1, combinazione 2 – Stato Limite Ultimo GEO

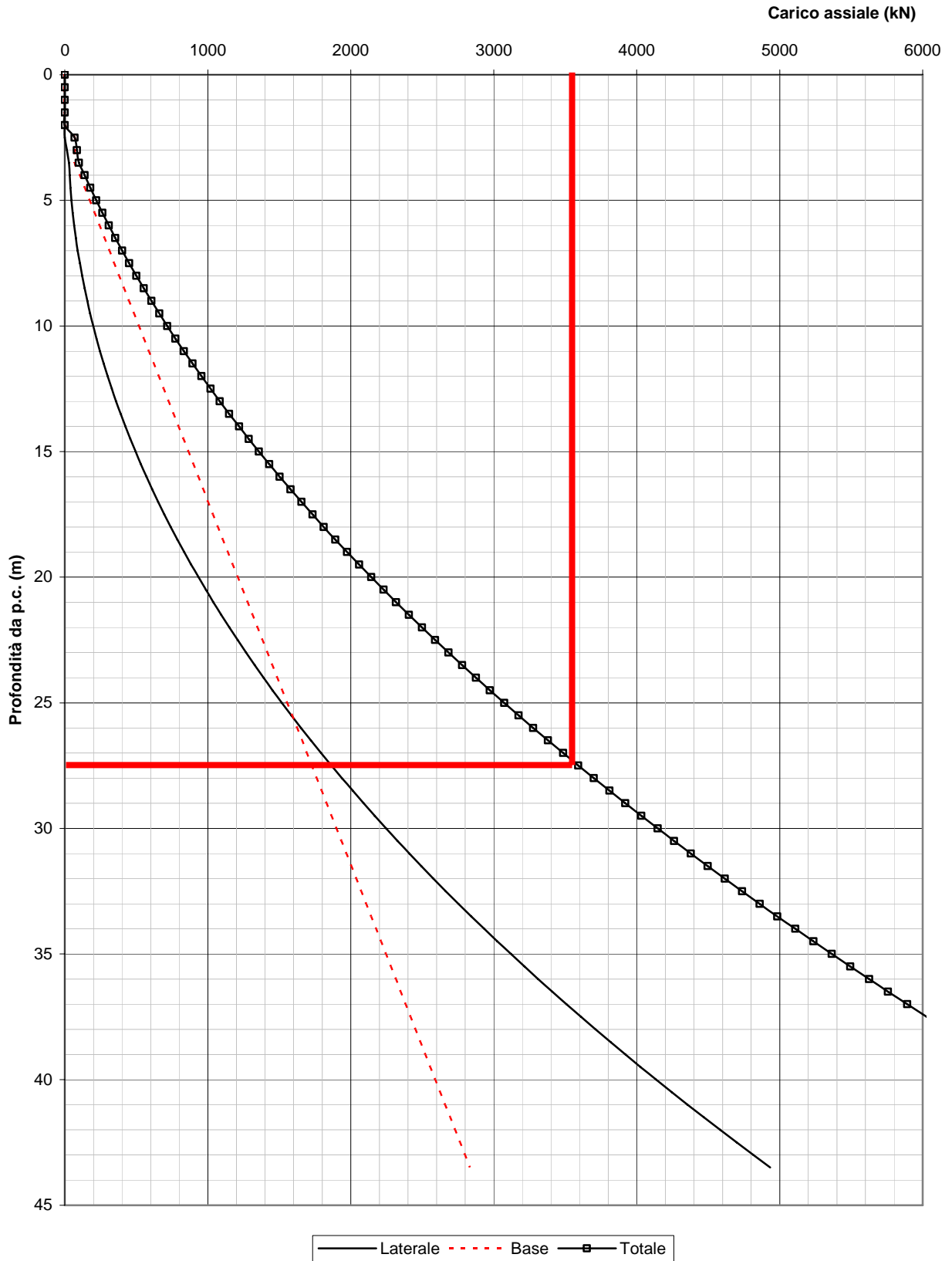
DA2: approccio 2 – Stato Limite Ultimo STR

Il valore del carico massimo e la lunghezza minima conseguente del palo per ogni combinazione considerata sono evidenziate con una linea continua di colore rosso.

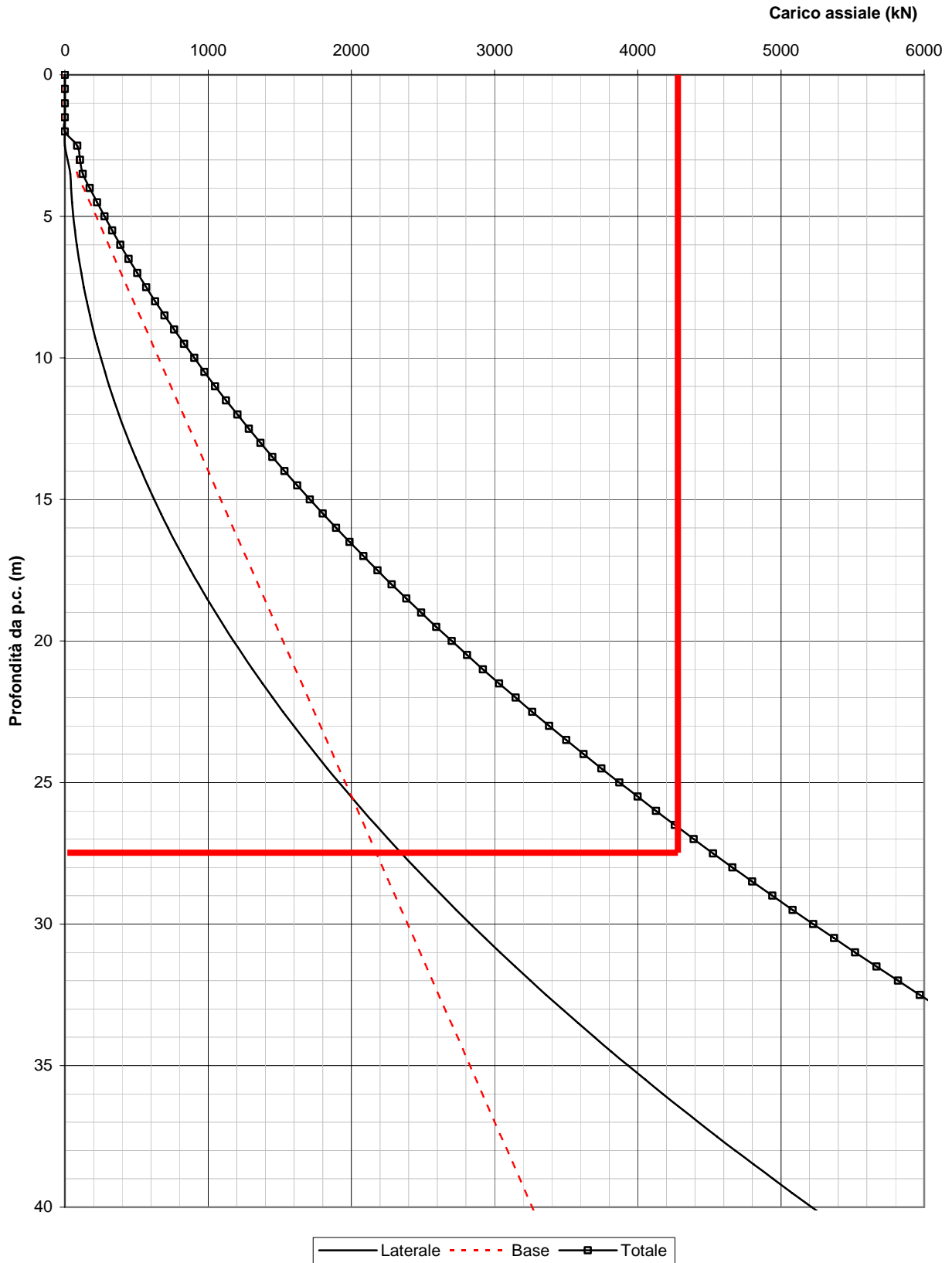
Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C1
 Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C2
 Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA2
 Pali Pila



7.3.5 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Il massimo momento flettente è calcolato rispetto all'asse del fusto si ottiene considerando la combinazione STR3:

$$M_{sd, \text{long}} = (427 + 345 + 263 + 182) \cdot 2,55 - (2,500 \cdot 2,00 \cdot 16,00) \cdot \frac{3,50^2}{2} = 2.613 \text{ tm} / 16 \text{ m} = 163 \text{ tm} / \text{m}$$

$$M_{sd, \text{trasv}} = (427 + 377) \cdot 3,75 + 331 \cdot 1,50 - (2,500 \cdot 2,00 \cdot 7,00) \cdot \frac{5,00^2}{2} = 3.074 \text{ tm} / 7,0 \text{ m} = 439 \text{ tm} / \text{m}$$

VERIFICA A FLESSIONE

SEZIONE TRASVERSALE

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	200
ARMATURA	compressa	5Ø20
	tesa	10Ø26
		5Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 439 \text{ tm/m}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 558 \text{ tm/m}$	
	$I_R = 1,27$	

SEZIONE LONGITUDINALE

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	200
ARMATURA	compressa	5Ø20
	tesa	5Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 163 \text{ tm/m}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 193 \text{ tm/m}$	
	$I_R = 1,18$	

7.3.6 VERIFICA DEL FUSTO

Si effettuano le verifiche a flessione per le combinazioni di carico allo stato limite d'equilibrio (EQU), di resistenza della struttura (STR) e quelle sismiche (SLV).

7.3.6.1 AZIONI ALLA BASE

In base alle caratteristiche geometriche e alle sollecitazioni trasmesse dall'impalcato si valutano le azioni agente alla base del fusto della pila.

AZIONI GLOBALI alla BASE di ciascun ELEMENTO VERTICALE

	COMB.	<i>N</i> (ton)	<i>M long</i> (ton m)	<i>M trasv</i> (ton m)	<i>T long</i> (ton)	<i>T trasv</i> (ton)
Vento	SLU STR 1	977	243	922	29	28
Acc. Schema 1	SLU STR 2	1.271	197	1.479	29	34
Acc. Schema 2	SLU STR 3	1.160	188	2.147	29	34
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	1.198	240	1.372	34	34
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	1.115	233	1.873	34	34
Svio Schema 1	SLU STR 6	1.198	191	1.504	29	47
Svio Schema 2	SLU STR 7	1.115	184	2.005	29	47
Vento	SLU EQU 1	945	243	922	29	28
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	1.239	197	1.479	29	34
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	1.128	188	2.147	29	34
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	1.165	240	1.372	34	34
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	1.082	233	1.873	34	34
Svio Schema 1	SLU EQU 6	1.165	191	1.504	29	47
Svio Schema 2	SLU EQU 7	1.022	184	2.005	29	47
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLV SISMA 1	708	286	636	39	12
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLV SISMA 2	692	285	735	39	12
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLV SISMA 3	708	120	806	12	41
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLV SISMA 4	692	118	905	12	41

7.3.6.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

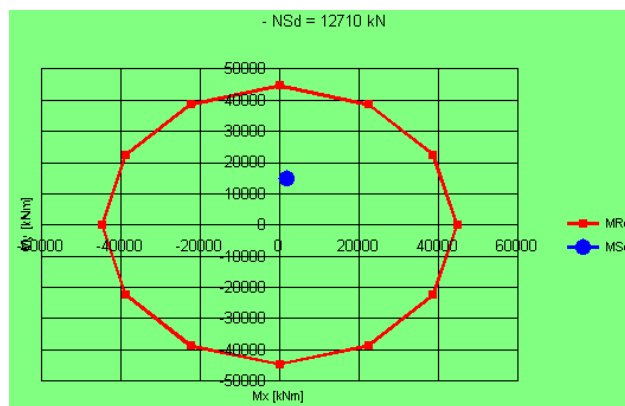
Combinazione SLU STR2: N_{MAX}

N = 1.271 ton

 $M_{trasv} = 1.479$ tonm $M_{long} = 197$ tonmVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	250
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	N	1.271 ton
	M_{trasv}	1.479 tonm
	M_{long}	197 tonm

DOMINIO DI ROTTURA

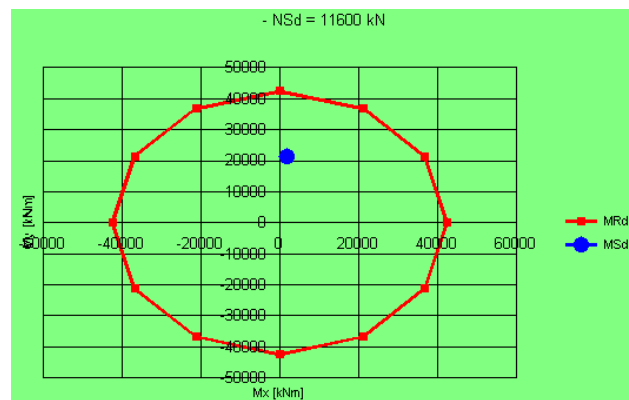
Combinazione SLU STR3: M_{MAX}

N = 1.160 ton

 $M_{trasv} = 2.147$ tonm $M_{long} = 188$ tonmVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	250
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	N	1.160 ton
	M_{trasv}	2.147 tonm
	M_{long}	188 tonm

DOMINIO DI ROTTURA



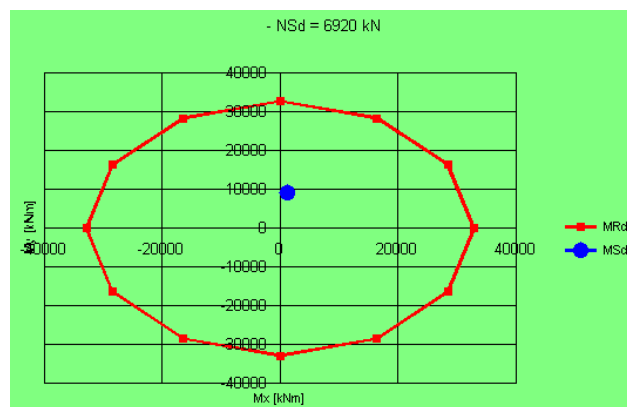
Combinazione SLV SISMA4: N_{MIN}

N = 692 ton

M_{trasv} = 905 tonmM_{long} = 118 tonmVERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE diametro (cm) 250
 ARMATURA diffusa 40Ø26
 SOLLECITAZIONI N = 692 ton
 M_{trasv} = 905 tonm
 M_{long} = 118 tonm

DOMINIO DI ROTTURA



7.3.7 VERIFICA DEL PULVINO

Si effettuano le verifiche a flessione per le combinazioni di carico di resistenza della struttura (STR) e quelle sismiche (SLV).

7.3.7.1 AZIONI SUL PULVINO

In base alle caratteristiche geometriche e alle sollecitazioni trasmesse dall'impalcato si valutano le azioni agente sul pulvino a filo del fusto e a filo della trave esterna.

TRAVI

	TRAVE est (ton)	TRAVE int (ton)	TOT (ton)
permanenti	208	194	402
Acc. Schema 1: mezzi N max	30	104	134
Acc. Schema 2: mezzi N min	147	101	247
Acc. Schema 1: folla N max	0	0	0
Acc. Schema 2: folla N min	0	0	0
frenamento	0	0	0
attrito	0	0	0
vento: impalcato scarico	9	0	9
vento: impalcato carico	32	0	32
azione centrifuga	0	0	0
svio	11	0	11
sisma	13	0	13

Braccio coppia trave esterna (m) 7,50
 Braccio coppia trave interna (m) 4,50
 Braccio trave esterna (m) 3,25
 Braccio trave interna (m) 0,25
 Sbalzo pulvino 4,15

AZIONI GLOBALI pulvino

	COMB.	T filo tr.est (ton)	T filo fusto (ton)	M filo fusto (ton m)
Vento	SLU STR 1	426	716	1.362
Acc. Schema 1	SLU STR 2	481	912	1.486
Acc. Schema 2	SLU STR 3	481	1.064	1.995
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	471	1.000	1.444
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	589	981	1.825
Svio Schema 1	SLU STR 6	486	881	1.499
Svio Schema 2	SLU STR 7	603	995	1.881
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 1	SLV SISMA 1	292	506	916
perm + sisma X + 0,30 sisma Y + schema 2	SLV SISMA 2	315	529	991
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 1	SLV SISMA 3	301	515	945
perm + 0,30 sisma X + sisma Y + schema 2	SLV SISMA 4	324	538	1.020

7.3.7.2 VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

SEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	190
	altezza (cm)	220
ARMATURA	compressa	20Ø20
	tesa	20Ø26
		20Ø26
		20Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 1.995$ tm	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 2.350$ tm	
	$I_R = 1,18$	

7.3.7.3 VERIFICA TAGLIO

SEZIONE FILO TRAVE ESTERNA

COMBINAZIONE SLU STR7

$$V_{sd} = 603 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_1) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,20 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{60 \cdot 5,31}{190 \cdot 140}\right) \cdot 190 \cdot 135 \cdot 1 =$$

$$= 135.336 \text{ kg} = 135 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} < V_{sd}$ è richiesta la verifica a taglio delle armature; sono presenti staffe $\phi 20/20$ a otto braccia:

$$V_{rd2} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,30 \cdot 164,6 \cdot 190 \cdot 135 = 1.266.597 \text{ Kg} = 1.267 \text{ ton} \geq V_{sd}$$

$$V_{cd} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,60 \cdot 13,20 \cdot 190 \cdot 135 \cdot 1 = 203.148 \text{ kg} = 203 \text{ t}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{s} = 3,14 \cdot 8 \cdot 3.739 \cdot 0,9 \cdot 135 / 20 = 570.586 \text{ kg} = 571 \text{ ton}$$

$V_{cd} + V_{wd} > V_{sd}$ verifica soddisfatta.

VERIFICA TAGLIOSEZIONE FILO FUSTO

COMBINAZIONE SLU STR3

$$V_{sd} = 1.064 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,20 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{80 \cdot 5,31}{190 \cdot 230}\right) \cdot 190 \cdot 225 \cdot 1 =$$

$$= 209.643 \text{ kg} = 210 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} < V_{sd}$ è richiesta la verifica a taglio delle armature; sono presenti staffe $\phi 20/20$ a sei braccia:

$$V_{rd2} = 0,30 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,30 \cdot 164,6 \cdot 190 \cdot 225 = 2.110.995 \text{ Kg} = 2.111 \text{ ton} \geq V_{sd}$$

$$V_{cd} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,60 \cdot 13,20 \cdot 190 \cdot 225 \cdot 1 = 338.580 \text{ kg} = 339 \text{ t}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{s} = 3,14 \cdot 8 \cdot 3.739 \cdot 0,9 \cdot 225 / 20 = 950.977 \text{ kg} = 951 \text{ ton}$$

$V_{cd} + V_{wd} > V_{sd}$ verifica soddisfatta.

8. SPALLE

8.1 SPALLA A

8.1.1 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali:

peso acciaio	$(21,37+22,00+22,02+22,00+21,37)\cong$	110ton
peso soletta	$(52,09+49,13+49,75+49,13+52,09)\cong$	255ton
permanenti	$(22,92+20,21+20,45+20,21+22,92)\cong$	110ton
accidentali mezzi cond. 1	$(17,05+71,20+105,84+71,20+17,05)\cong$	282ton

8.1.2 AZIONI ORIZZONTALI

8.1.2.1 SPINTA DEL TERRENO

Le azioni trasmesse dal terreno vengono valutate in ragione dei seguenti valori:

peso specifico del terreno	$\gamma_t = 1.800 \text{ kg/m}^3$
angolo di attrito interno del terreno	$\phi = 30^\circ$
sovraccarico sul terreno	$q = 2.000 \text{ kg/m}^2$

$$p_1 = q \cdot [1 - \sin\phi] = 1,00 \text{ ton/m/m}$$

$$p_2 = \gamma \cdot h \cdot [1 - \sin\phi] = 10,84 \text{ ton/m/m} \quad h = 12,04 \text{ m}$$

8.1.2.2 AZIONE DI ATTRITO DEGLI APPOGGI

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 40°C .

$$H_A = 120 \cdot 0,60 = 72 \text{ ton}$$

8.1.2.3 FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e si distribuisce in ugual modo su ciascun isolatore:

$$H_f = \frac{90}{65} = 1,38 \text{ ton / appoggio} \rightarrow H_f = 1,38 \cdot 5 = 6,90 \text{ ton}$$

8.1.2.4 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m^2 in direzione ortogonale all'asse del ponte considerando:

l'impalcato carico

$$H_{\text{trasv},60} = 45 \text{ ton}$$

l'impalcato scarico

$$H_{\text{trasv},60} = 22,5 \text{ ton}$$

8.1.2.5 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Le azioni dovute all'urto dei veicoli debbono essere assorbite da una barriera di classe H4, che ammette un livello di Contenimento $L_c \geq 572 \text{ kJ}$ che può essere ricondotto ad una forza statica equivalente con riferimento al documento CEN/TC 226 N 185 E e CEN/TC 226 N 187 E 30/04/1995.

Per valutare la forza media che si sviluppa durante la collisione, bisogna calcolare l'energia cinetica posseduta dal veicolo prima dell'impatto e bilanciarla col lavoro della forza laterale che agisce sul baricentro del veicolo:

$$T = \frac{M \cdot v_n^2}{2}$$

$$W_n = F_{AV} \cdot s_n$$

dove:

T è l'energia cinetica laterale del veicolo;

M è la massa del veicolo;

v velocità del baricentro del veicolo;

α angolo di impatto del veicolo;

$v = v_n \cdot \sin\alpha$ componente della velocità di baricentro del veicolo ortogonale alla barriera

F_{AV} è la forza media agente sul baricentro del veicolo;

s_n è lo spostamento totale del baricentro del veicolo in direzione perpendicolare alla barriera.

Uguagliando le due espressioni e considerando, come prescritto dalla normativa D.M. 03/06/1998, l'urto di un autocarro della massa di 31,5 ton che impatta a 65 km/h e con un angolo di 20°, ipotizzando uno spostamento di 0,4 m, la forza media risulta:

$$F_{AV} = 24,20 \text{ ton.}$$

La forza massima agente sugli ancoraggi della barriera può essere valutata con un coefficiente moltiplicativo di 2,5:

$$F_{Max} = F_{AV} \cdot 2,5 = 60,5 \text{ ton}$$

Si può ipotizzare che l'azione si ripartisca su due pile, e che l'urto coinvolga una estesa di barriera all'interno della campata, ottenendo una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{60,5}{2 \cdot 1,5} = 20,00 \text{ ton}$$

applicata a 1,0 m dal piano stradale.

8.1.2.6 AZIONI SISMICHE

8.1.2.6.1 AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera oggetto della presente relazione si è deciso di utilizzare isolatori elastomerici, composti essenzialmente da strati di materiale elastomerici (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre d'acciaio, aventi prevalente funzione di sconfinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi verticali permanenti ed accidentali mediante azioni perpendicolari agli strati.

Si adotta il metodo dell'analisi statica lineare che considera due traslazioni orizzontali indipendenti.

Si assume che la sovrastruttura sia un solido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo proprio equivalente pari a:

$$T_{is} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_{esi}}}$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura ottenuta dalla somma delle reazioni agli appoggi per i carichi permanenti riportati al capitolo 6

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento, ottenuta trascurando effetti torsionali a livello di isolamento.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a: $F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})$

$$S_e(T_{is}, \xi_{esi}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T_D}$$

ξ_{esi} coefficiente di smorzamento viscoso

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento, ottenuta trascurando effetti torsionali a livello di isolamento.

S 1,25

a_g 0,05 g (zona 4)

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 0,82 \geq 0,55$

T_C 0,50 sec

$$K_{esi} = \sum_j K_{ej} = 65 \cdot 400 = 26.000 \text{ ton/m} \quad \text{avendo scelto 65 isolatori con } K_e=400 \text{ ton/m/cad.}$$

$$T_{is} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{12.792,9}{9,81 \cdot 26.000}} = 1,407 \text{ sec}$$

$$S_e = 0,05 \cdot 9,81 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{\frac{10}{5+10}} \cdot 2,5 \cdot \frac{0,50}{1,407} = 0,445 \text{ sec}$$

$$F = \frac{(12.792,9)}{9,81} \cdot 0,445 = 580 \text{ ton} = 8,9 \text{ ton/appoggio} \rightarrow F = 8,9 \cdot 5 = 44,5 \text{ ton}$$

8.1.2.6.2 AZIONE SISMICA AGENTE SULTERRENO E SULLA SPALLA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z da considerare tra di loro indipendenti. La componente Z è trascurata nel caso in cui il sito nel quale la costruzione sorge in Zone 3 o in Zona 4.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini delle "Norme Tecniche 2008" le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I coefficienti sismici orizzontali k_h vengono valutati in base a quanto prescritto al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NT 2008; in particolare si è proceduto come segue:

1. Dal programma *S.T.A. Data "Piano spettri"* in base a:

- latitudine (45,47) e longitudine (8,89);
- vita nominale (opre ordinarie \rightarrow 50 anni);
- classe d'uso (classe III: infrastrutture importanti);
- Stato limite (SLV);

Si sono ricavati:

- il valore della accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale $a_g=0,518 \text{ m/s}^2$;
- il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale $F_o=2,76$;
- periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T^*_c = 0,32 \text{ sec.}$

2. Si sono calcolati:

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c ;
- il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante T_B ;
- è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_D .

3. Si è assunto uno smorzamento pari a quello convenzionale del 5%, una categoria del suolo B e una topografica T1 ($S_T=1,00$). Dalle precedenti assunzioni si ricava:

SUOLO	Cc	Ss	S	Tb	Tc	Td	Ss
B	1,38	1,20	1,20	0,15	0,44	1,81	1,34

4. In base alla categoria del suolo e al valore di accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido si è ricavato dalla tabella 7.11.II il coefficiente di riduzione β_m :

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Essendo il suolo di categoria B e $a_g(g) = \frac{0,518}{g} = 0,0528$ il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito risulta $\beta_m=0,18$.

5. Si sono calcolati i coefficienti sismici come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0,013$$

$k_v = 0,5 \cdot k_h$, dato che l'opera è sita in zona 4 si trascura la componente verticale dell'azione sismica.

8.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi la Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

$$\text{SLU:} \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE RARA:} \quad G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE FREQUENTE:} \quad G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SISMICA:} \quad E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

8.1.4 AZIONI SUI PALI

Di seguito riporta il calcolo delle azioni sui pali per le seguenti combinazioni:

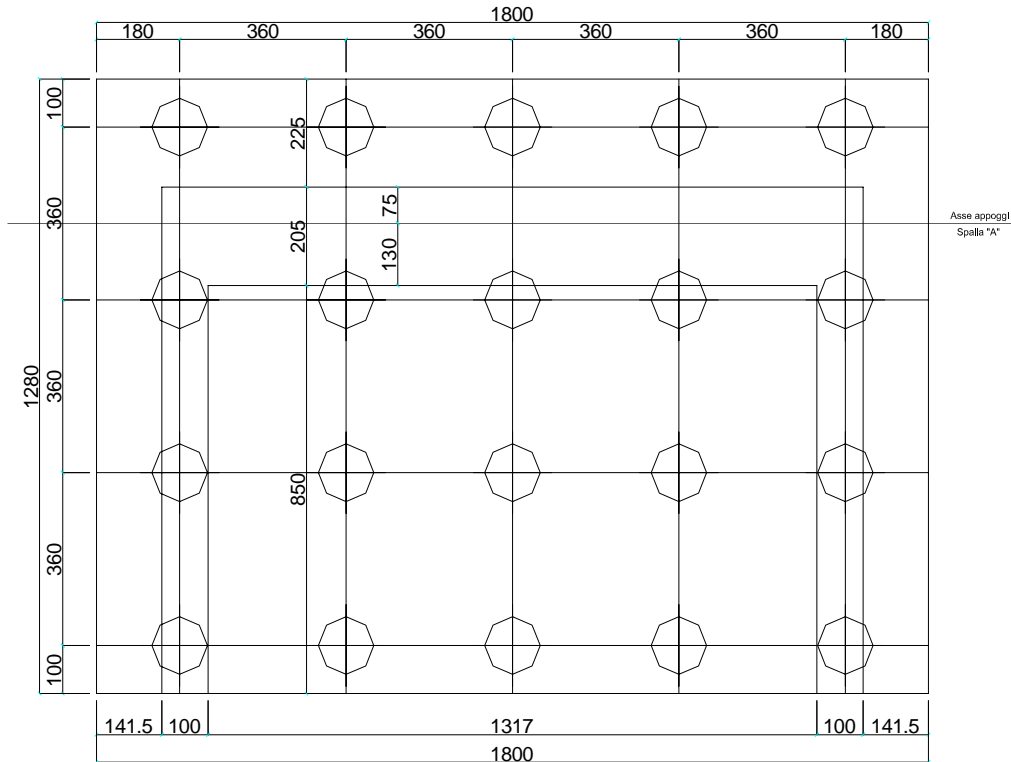
PRINCIPALE	COMB.	P.p.		Perm.	Attrito		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svio		Centrifuga		Sisma		
		γ_{G1}	γ_{G2}		Ψ_{01}	γ_{G2}	Ψ_{01}	γ_{G1}	Ψ_{01}	γ_{G1}	Ψ_{01}	γ_{G1}	Ψ_{01}	γ_{G1}	Ψ_{01}	γ_{G1}	Ψ_{01}	γ_{G1}	Ψ_{01}	γ_{Ex}	γ_{Ey}
Vento	SLU GEO 1	1,00	1,30	1,00	1,50	1,00	1,30	1,00													
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Svio Schema 1	SLU GEO 6	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Svio Schema 2	SLU GEO 7	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15		
Vento	SLU STR 1	1,35	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50														
Acc. Schema 1	SLU STR 2	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Acc. Schema 2	SLU STR 3	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 1	SLU STR 6	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 2	SLU STR 7	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Vento	SLU EQU 1	1,10	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50														
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 1	SLU EQU 6	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Svio Schema 2	SLU EQU 7	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35		
Sisma Schema 1	SLU SISMA 1	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								1,00	0,30
Sisma Schema 2	SLU SISMA 2	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								1,00	0,30
Sisma Schema 1	SLU SISMA 3	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								0,30	1,00
Sisma Schema 2	SLU SISMA 4	1,00	1,00						0,20	1,00	0,20	1,00								0,30	1,00

L'azione assiale sui pali si ottiene in base alle caratteristiche geometriche della spalla e dei pali.

$$N^{\circ}_{\text{pali}} = 20$$

$$W_y = W_{\text{long}} = \frac{2 \cdot 5 \cdot 5,40^2 + 2 \cdot 5 \cdot 1,80^2}{5,40} = 60,00 \text{ m}$$

$$W_x = W_{\text{trasv}} = \frac{4 \cdot 2 \cdot 7,20^2 + 4 \cdot 2 \cdot 3,60^2}{7,20} = 72,00 \text{ m}$$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (t/mc)	Peso (t)	dx (m)	bx (m)	M long (tm)
fondazione	1	12,80	18,00	1,75	1	2,50	1,008	0,00	6,40	6,451
muro frontale	2	2,05	15,17	7,90	1	2,50	544	2,25	3,28	1,782
paraghiaia	3	0,40	15,17	3,29	1	2,50	50	3,90	4,10	204
muri laterali	4	8,50	1,00	10,29	2	2,50	437	4,30	8,55	3,737
terra	5	8,50	13,17	10,29	1	1,80	2,072	4,30	8,55	17,719
							4,112			29,895

distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m) 3,00
 distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m) 6,40

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°	W long	W trasv
1,2	1,13	20	60	72

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

	N (ton)	H long (ton)	H trasv (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)		P.p.	Soletta	Perm.
permanenti	475	0	0	1,425	0		110	255	110
mezzi schema 1	282	0	0	846	0				
mezzi schema 2	0	0	0	0	0				
folia schema 1	0	0	0	0	0				
folia schema 2	0	0	0	0	0				
frenamento	0	7	0	-61	0	H			
attrito	0	72	0	-630	0	7	Obliquità	0,00	rad
vento: impalcato scarico	0	0	23	0	-234	72			
vento: impalcato carico	0	0	45	0	-535	23			
azione centrifuga	0	0	0	0	0	45			
svio	0	0	20	0	261				
sisma	0	45	45	403	403				

PARAMETRI SISMICI

PARAMETRI TERRENO

accelerazione di picco	ag= 0,053	Peso specifico del terreno:	1,80	ton/m ³	γ	
	S = S _g x S _T = 1,34	Angolo di attrito del terreno	0,52	rad	ϕ	30°
	a _{max} = 0,071	Angolo di inclinazione del muro	1,57	rad	ψ	90°
	β_m = 0,18	Angolo di inclinazione del terreno	0,00	rad	β	0°
Kv=0,5 Kh	Kh= 0,013	Angolo di resistenza terra-muro	0,00	rad	δ	10°
	Kv= 0,000	Coefficiente di spinta del terreno	K1= 0,342			
	θ_1 = 0,013		K2= 0,342			
	θ_2 = 0,013					

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (ton/mq)	H long (ton)	M long (ton m)
Ed= spinta terreno sismica+statica		675	-2,709
spinta terreno statica	10,84	990	-3,971
spinta per sovraccarichi	1,00	183	-1,100

Kx= 0,013 Ky= 0,013 Kv= 0,000

AZIONI INERZIALI SISMICHE TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (ton)	H long (ton)	H trasv (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)
	0	52	52	274	274

AZIONI GLOBALI

AZIONI SUI PALI

	N (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	T (ton)		P max (ton)	P min (ton)	T (ton)	τ (Kg/cmq)
Combinazione 1	4.729	4.626	304	1.395	SLU GEO	318	155	69,75	8,22
Combinazione 2	5.053	6.994	417	1.605		375	130	80,26	9,46
Combinazione 3	4.729	5.891	417	1.605		340	132	80,26	9,46
Combinazione 4	4.972	6.472	417	1.561		362	135	78,04	9,20
Combinazione 5	4.729	5.575	417	1.561		335	138	78,04	9,20
Combinazione 6	4.972	6.402	717	1.553		365	132	77,67	9,16
Combinazione 7	4.729	5.575	717	1.553		339	134	77,67	9,16
Combinazione 8	6.263	4.490	351	1.593	SLU STR	393	233	79,65	9,39
Combinazione 9	6.644	7.269	482	1.840		460	204	91,99	10,85
Combinazione 10	6.263	5.975	482	1.840		419	207	91,99	10,85
Combinazione 11	6.549	6.657	482	1.788		445	210	89,38	10,54
Combinazione 12	6.263	5.686	482	1.788		415	212	89,38	10,54
Combinazione 13	6.549	6.575	834	1.779		449	206	88,95	10,49
Combinazione 14	6.263	5.604	834	1.779		418	208	88,95	10,49
Combinazione 15	5.235	5.385	351	1.593	SLU EQU	356	167	79,65	9,39
Combinazione 16	5.616	8.164	482	1.840		424	138	91,99	10,85
Combinazione 17	5.235	6.870	482	1.840		383	141	91,99	10,85
Combinazione 18	5.521	7.552	482	1.788		409	143	89,38	10,54
Combinazione 19	5.235	6.581	482	1.788		378	145	89,38	10,54
Combinazione 20	5.521	7.470	834	1.779		412	140	88,95	10,49
Combinazione 21	5.235	6.499	834	1.779		382	142	88,95	10,49
perm + sisma X + 0,30 sisma Y schema 1	4.643	29.456	203	775	SLV	726	-262	38,73	4,57
perm + sisma X + 0,30 sisma Y schema 2	4.587	29.287	203	775		720	-262	38,73	4,57
perm + 0,30 sisma X + sisma Y schema 1	4.643	28.982	677	251		725	-260	12,57	1,48
perm + 0,30 sisma X + sisma Y schema 2	4.587	28.813	677	251		719	-260	12,57	1,48

8.1.5.VERIFICHE

8.1.5.1VERIFICA A STABILITA'

Nel seguito si eseguono le verifiche a stabilità della spalla considerando le combinazioni allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (SLU EQU), riportate nella tabella seguente.

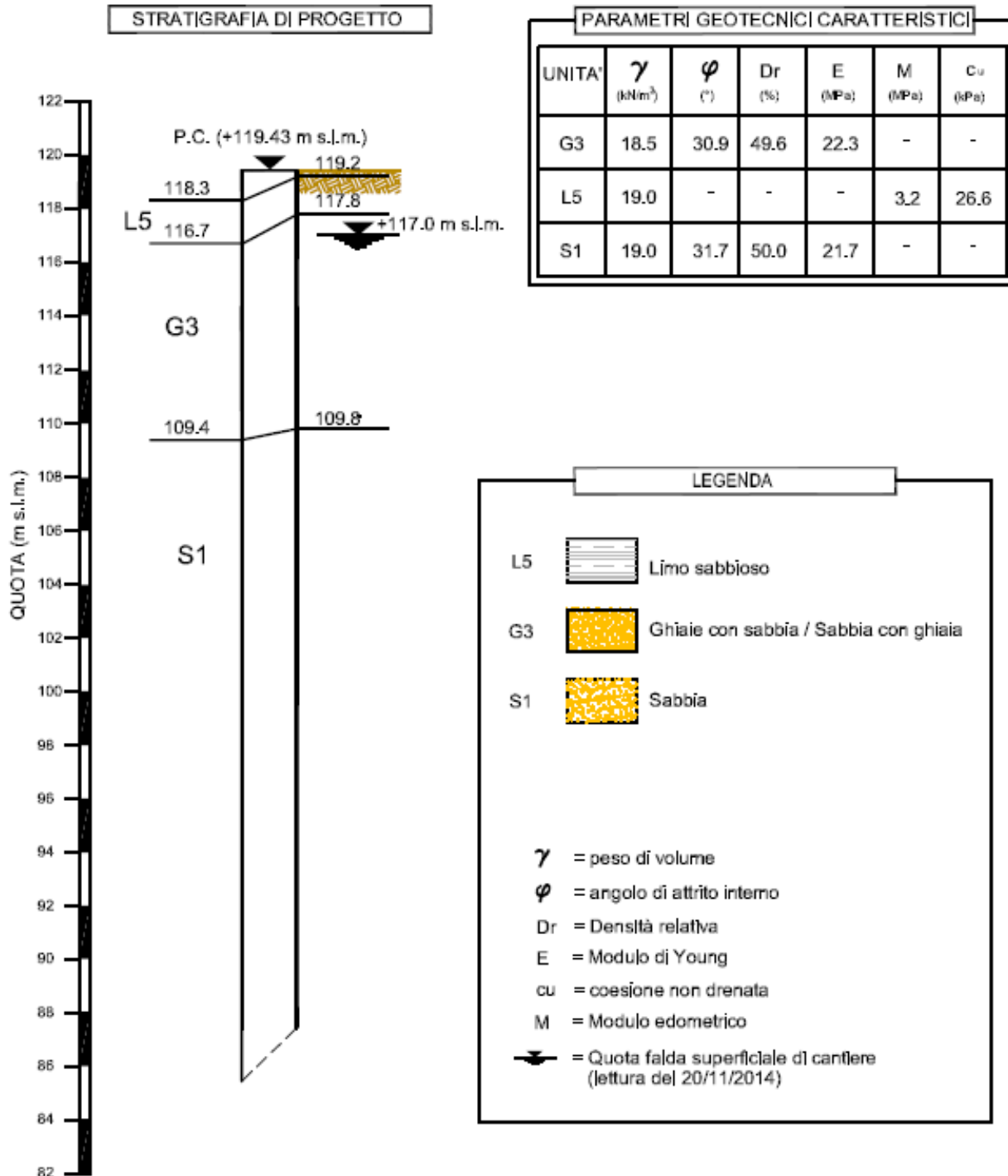
	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svio		Centrifuga			
				Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1			
Combinazione 13	Vento	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	1,00	1,50												
Combinazione 14	Acc. Schema 1	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 15	Acc. Schema 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 16	Frenam. Schema 1	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 17	Frenam. Schema 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 18	Svio Schema 1	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 19	Svio Schema 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35

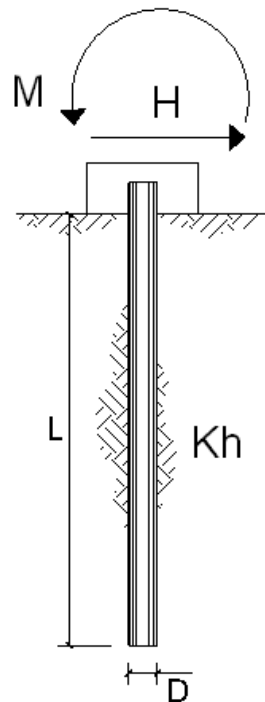
	N (ton)	M_{rib} (ton m)	M_{stab} (ton m)	η	u (m)	e (m)	SL
Combinazione 13	5.235	-6.901	35.021	5,07	5,37	1,03	SLU EQU
Combinazione 14	5.616	-8.386	36.164	4,31	4,95	1,45	
Combinazione 15	5.235	-8.386	35.021	4,18	5,09	1,31	
Combinazione 16	5.521	-8.097	35.878	4,43	5,03	1,37	
Combinazione 17	5.235	-8.097	35.021	4,33	5,14	1,26	
Combinazione 18	5.521	-8.015	35.878	4,48	5,05	1,35	
Combinazione 19	5.235	-8.015	35.021	4,37	5,16	1,24	

8.1.5.2 VERIFICA DEI PALI

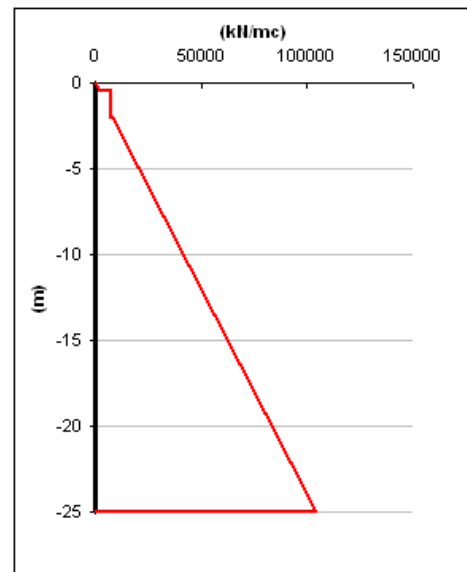
La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.200 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.

Per la stratigrafia di progetto si fa riferimento al sondaggio V3 riportato nell'elaborato B.11.1. Si assume la quota della falda a 2,00 m al di sotto del piano campagna.





scala grafico



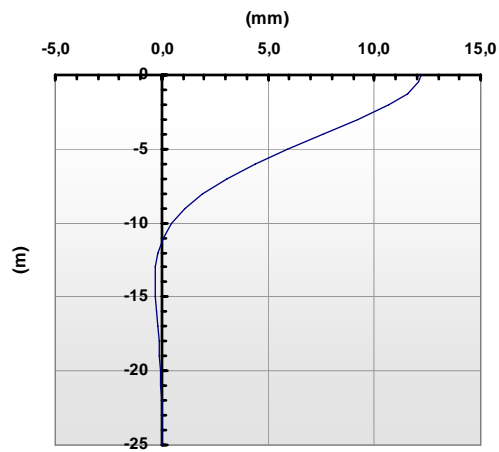
strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	sabbie e ghiaie	0,00	0	5000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	limi con sabbie+ghiaie	-0,50	7500	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	sabbie e ghiaie	-2,00	0	5000
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1,2 (m)
 J palo 0,10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 25 (m)
 Forza orizzontale in testa 920 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31220 (Mpa)
 dimensione elementi 1 (m)

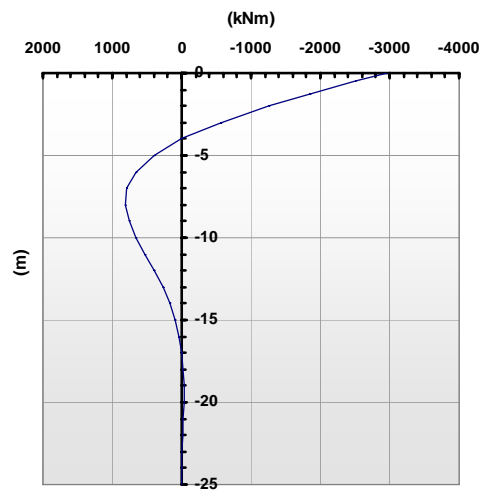
- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Spostamenti



Momento



8.1.5.2.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Max} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	36 Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 296$ tm $N_{sd} = -460$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 394$ tm $N_{rd} = -612$ t $I_R = 1,33$	

8.1.5.2.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Min} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	36Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 296$ tm $N_{sd} = -204$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 378$ tm $N_{rd} = -260$ t $I_R = 1,28$	

8.1.5.2.3 VERIFICA A TAGLIO

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

$$V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd})$$

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" offerta dall'armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" offerta dal calcestruzzo d'anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

- resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot^2 g\theta)}$$

dove:

$d = 85$ cm, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 85$ cm

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 113 \text{ mm}^2 = \phi 12$ a 2 bracci ogni 10 cm per 2,00 m a partire dalla testa; $\phi 12$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima = $8,23 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 30°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 850 \cdot \frac{2 \cdot 113}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g30^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 1.171 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 850 \cdot 850 \cdot 1 \cdot 8,23 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g30^\circ)}{(1 + \cot^2 g30^\circ)} \cdot 10^{-3} = 2.311 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Sd} = 920 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 1.171 \text{ kN}$$

8.1.6 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

La portata totale limite è definita dalla seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo:

$$Q_u = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_c}^{z_b} \tau_{us} dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

Dove:

D = diametro del palo = 1,20 m

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_c = profondità di infissione del palo dal p.c. originario

W = differenza tra il peso del palo ed il terreno asportato

L = lunghezza del palo = 25,00 m

8.1.6.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA LATERALE

Dall'espressione parametrica:

$$\tau_{us} = \beta \cdot \sigma'_{vo} \leq \tau_{us \max}$$

laddove:

β coefficiente empirico

σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal piano di campagna

$$\sigma'_{vo} = \gamma_{ti} \cdot z = 1,15 \cdot z$$

τ_{us max} tensione tangenziale ultima massima,

discende:

per depositi sabbiosi:

$$1,2 \geq \beta = 1,5 - 0,42 \cdot z^{0,34} \geq 0,25$$

per depositi sabbiosi-ghiaiosi e depositi ghiaiosi

$$1,8 \geq \beta = 2 - 0,15 \cdot z^{0,75} \geq 0,25$$

essendo z la profondità in metri dal p.c. originario; si pone poi, prevedendo l'esecuzione dei pali trivellati con l'impiego di fanghi bentonitici

$$\tau_{us \max} = 3 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us \max} = 142 + 0,32 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} > 53.$$

A favore di sicurezza, pur essendo indicata la presenza di ghiaia, viene utilizzata l'espressione a).

8.1.6.2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA DI BASE

Dall'espressione parametrica

$$q_{ub} = 100(\text{NSPT}) \cdot \alpha_N$$

dove:

100(NSPT) valore medio di NSPT nell'intorno della base del palo assunto pari a 20

α_N coefficiente empirico,

discende, mediando le indicazioni fornite per formazioni addensate sabbiose e sabbioso-limose,

α_N = 0,103

8.1.6.3 COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE

Si verifica la portanza dei pali di fondazione per la spalla secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,7.

8.1.6.4 CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Nelle pagine seguenti si riportano la stratigrafia del terreno in sito e le curve di capacità portante ultima dei pali secondo gli approcci presenti al paragrafo 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008", ossia nell'ordine:

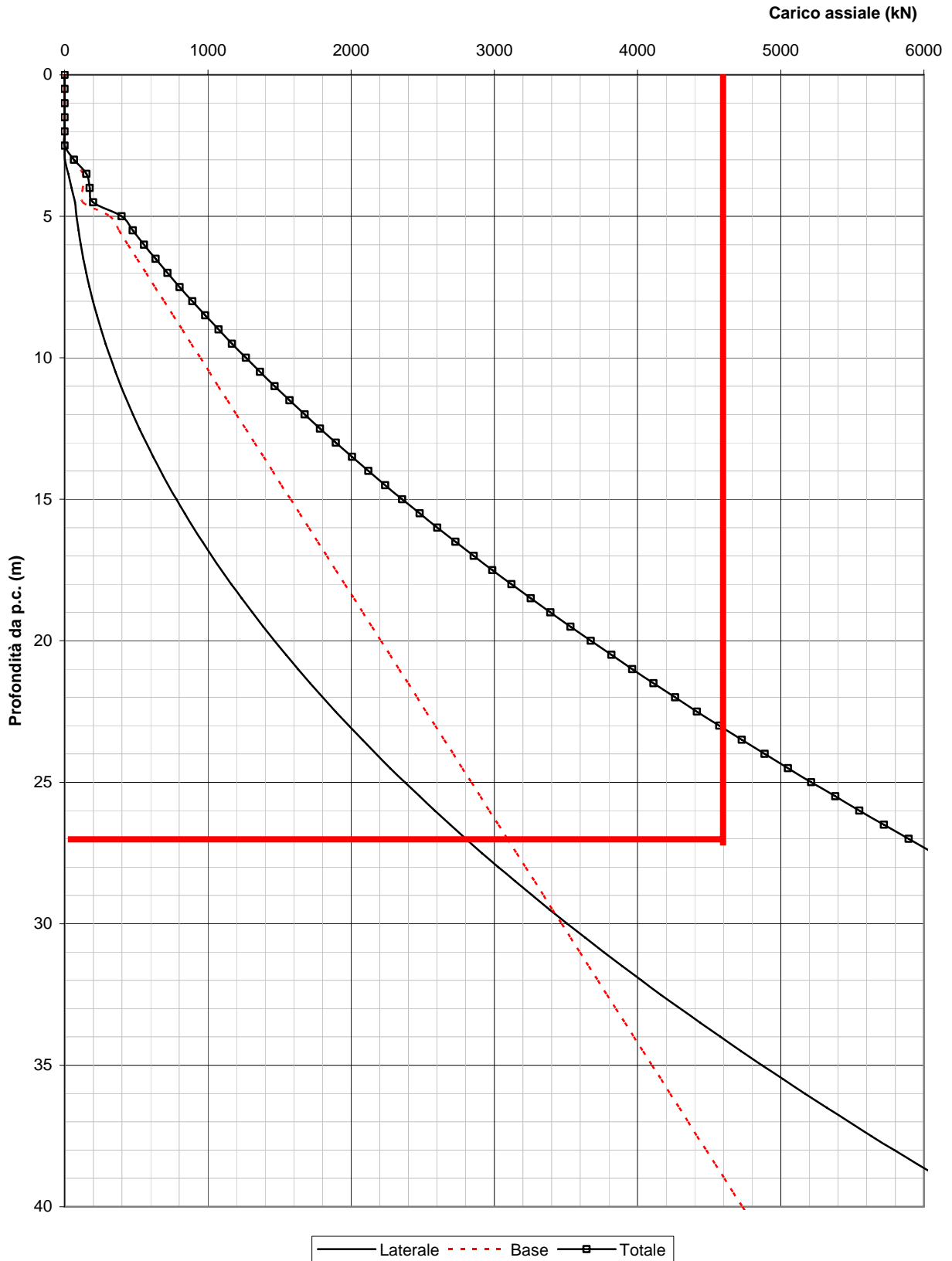
DA1 – C1: approccio 1, combinazione 1 – Stato Limite Ultimo STR

DA1 – C2: approccio 1, combinazione 2 – Stato Limite Ultimo GEO

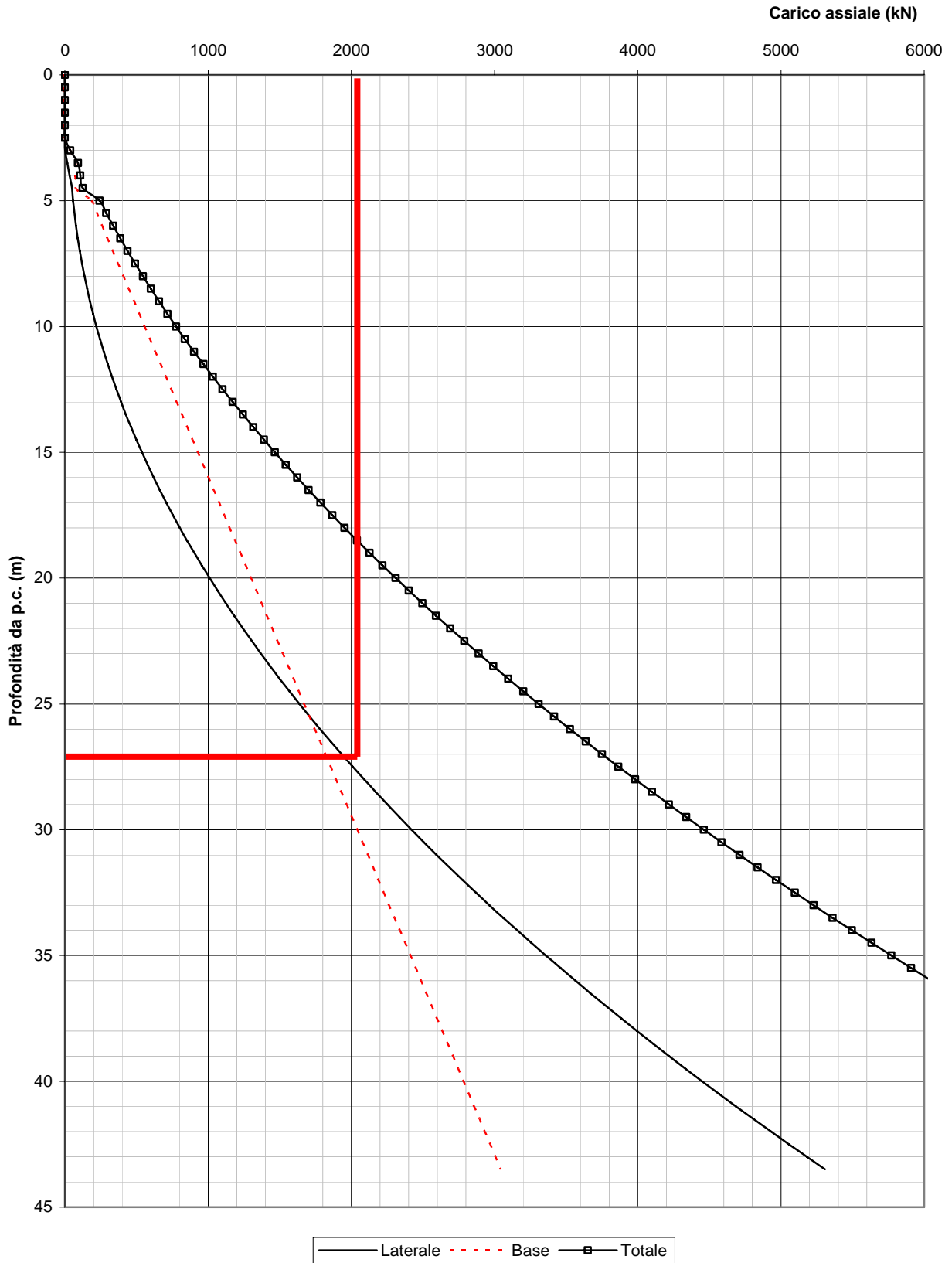
DA2: approccio 2 – Stato Limite Ultimo STR

Il valore del carico massimo e la lunghezza minima conseguente del palo per ogni combinazione considerata sono evidenziate con una linea continua di colore rosso.

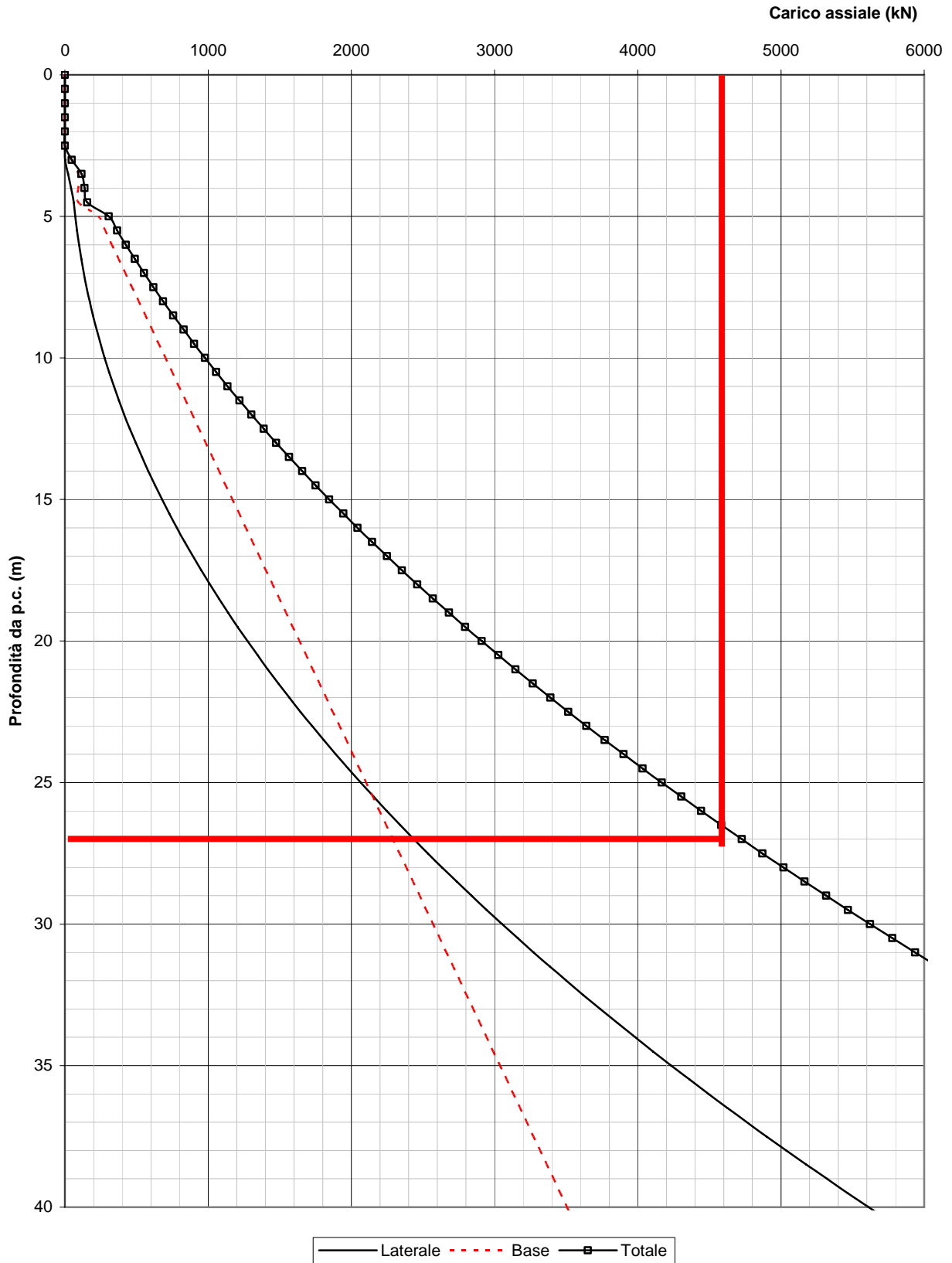
Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C1
 Pali spalla



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C2
 Pali spalla



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA2
 Pali spalla



8.2 SPALLA B

8.2.1 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali:

peso acciaio	$(11,27+11,87+11,87+11,87+11,27)\cong$	60ton
peso soletta	$(39,09+36,68+37,19+36,68+39,09)\cong$	190ton
permanenti	$(16,96+14,74+15,07+14,74+16,96)\cong$	80ton
accidentali mezzi cond. 1	$(11,23+60,48+92,86+60,48+11,23)\cong$	240ton

8.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

8.2.2.1 SPINTA DEL TERRENO

Le azioni trasmesse dal terreno vengono valutate in ragione dei seguenti valori:

peso specifico del terreno	$\gamma_t = 1.800 \text{ kg/m}^3$
angolo di attrito interno del terreno	$\phi = 30^\circ$
sovraccarico sul terreno	$q = 2.000 \text{ kg/m}^2$
$p_1 = q \cdot [1 - \text{sen}\phi] = 1,00 \text{ ton/m/m}$	
$p_2 = \gamma \cdot h \cdot [1 - \text{sen}\phi] = 9,29 \text{ ton/m/m}$	$h = 10,32 \text{ m}$

8.2.2.2 AZIONE DI ATTRITO DEGLI APPOGGI

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 40°C .

$$H_A = 120 \cdot 0,60 = 72 \text{ ton}$$

8.2.2.3 FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e si distribuisce in ugual modo su ciascun isolatore:

$$H_f = \frac{90}{65} = 1,38 \text{ ton/appoggio} \rightarrow H_f = 1,38 \cdot 4 = 5,52 \text{ ton}$$

8.2.2.4 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m^2 in direzione ortogonale all'asse del ponte considerando:

l'impalcato carico	$H_{\text{trasv},40} = 30 \text{ ton}$
l'impalcato scarico	$H_{\text{trasv},40} = 15 \text{ ton}$

8.2.2.5 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Le azioni dovute all'urto dei veicoli debbono essere assorbite da una barriera di classe H4, che ammette un livello di Contenimento $L_c \geq 572 \text{ kJ}$ che può essere ricondotto ad una forza statica equivalente con riferimento al documento CEN/TC 226 N 185 E e CEN/TC 226 N 187 E 30/04/1995.

Per valutare la forza media che si sviluppa durante la collisione, bisogna calcolare l'energia cinetica posseduta dal veicolo prima dell'impatto e bilanciarla col lavoro della forza laterale che agisce sul baricentro del veicolo:

$$T = \frac{M \cdot v_n^2}{2}$$

$$W_n = F_{AV} \cdot S_n$$

dove:

T è l'energia cinetica laterale del veicolo;

M è la massa del veicolo;

v velocità del baricentro del veicolo;

α angolo di impatto del veicolo;

$v = v_n \cdot \sin\alpha$ componente della velocità di baricentro del veicolo ortogonale alla barriera

F_{AV} è la forza media agente sul baricentro del veicolo;

s_n è lo spostamento totale del baricentro del veicolo in direzione perpendicolare alla barriera.

Uguagliando le due espressioni e considerando, come prescritto dalla normativa D.M. 03/06/1998, l'urto di un autocarro della massa di 31,5 ton che impatta a 65 km/h e con un angolo di 20°, ipotizzando uno spostamento di 0,4 m, la forza media risulta:

$$F_{AV} = 24,20 \text{ ton.}$$

La forza massima agente sugli ancoraggi della barriera può essere valutata con un coefficiente moltiplicativo di 2,5:

$$F_{Max} = F_{AV} \cdot 2,5 = 60,5 \text{ ton}$$

Si può ipotizzare che l'azione si ripartisca su due pile, e che l'urto coinvolga una estesa di barriera all'interno della campata, ottenendo una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{60,5}{2 \cdot 1,5} = 20,00 \text{ ton}$$

applicata a 1,0 m dal piano stradale.

8.2.2.6 AZIONI SISMICHE

8.2.2.6.1 AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO

In base alle valutazioni fatte per la spalla A (paragrafo 8.1.2.6.1) la forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = \frac{(12.792,9)}{9,81} \cdot 0,445 = 580 \text{ ton} = 8,9 \text{ ton/appoggio} \rightarrow F = 8,9 \cdot 4 = 35,6 \text{ ton}$$

8.2.2.6.2 AZIONE SISMICA AGENTE SUL TERRENO E SULLA SPALLA

L'azione sismica agente sulla spalla e sul terreno viene calcolato in base alle valutazioni fatte per la spalla A (paragrafo 8.1.2.6.2). Essendo:

- il valore della accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale $a_g = 0,518 \text{ m/s}^2$;
- il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale $F_o = 2,76$;
- periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T^*_c = 0,32 \text{ sec}$;
- coefficiente d'amplificazione topografica unitario ($S_T = 1,00$); categoria di suolo B e coefficiente d'amplificazione stratigrafico S_s

SUOLO	Cc	Ss	S	Tb	Tc	Td	Ss
B	1,38	1,20	1,20	0,15	0,44	1,81	1,34

- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito $\beta_m = 0,18$.

I coefficienti sismici assumono i seguenti valori:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0,013$$

$k_v = 0,5 \cdot k_h$, dato che l'opera è sita in zona 4 si trascura la componente verticale dell'azione sismica.

8.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi la Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

8.2.4 AZIONI SUI PALI

Di seguito riporta il calcolo delle azioni sui pali per le combinazioni seguenti

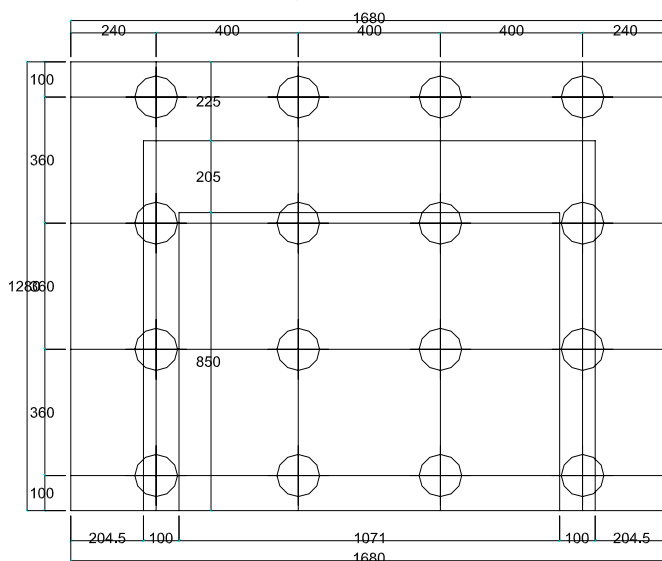
PRINCIPALE	COMB.	P.p.		Perm.		Attrito		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svio		Centrifuga		Sisma		
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_{01}	γ_{G2}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}	γ_{Qi}	Ψ_{01}
Vento	SLU GEO 1	1,00	1,30	1,00	1,50	1,00	1,30	1,00	1,30													
Acc. Schema 1	SLU GEO 2	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Acc. Schema 2	SLU GEO 3	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	1,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Frenam. Schema 1	SLU GEO 4	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Frenam. Schema 2	SLU GEO 5	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Svio Schema 1	SLU GEO 6	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Svio Schema 2	SLU GEO 7	1,00	1,30	1,00	1,50	0,60	1,30	0,75	1,15	0,40	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	
Vento	SLU STR 1	1,35	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Acc. Schema 1	SLU STR 2	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Acc. Schema 2	SLU STR 3	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 1	SLU STR 4	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 2	SLU STR 5	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svio Schema 1	SLU STR 6	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svio Schema 2	SLU STR 7	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Vento	SLU EQU 1	1,10	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Acc. Schema 1	SLU EQU 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Acc. Schema 2	SLU EQU 3	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 1	SLU EQU 4	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Frenam. Schema 2	SLU EQU 5	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svio Schema 1	SLU EQU 6	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Svio Schema 2	SLU EQU 7	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	
Sisma Schema 1	SLU SISMA 1	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00										1,00	0,30
Sisma Schema 2	SLU SISMA 2	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00										1,00	0,30
Sisma Schema 1	SLU SISMA 3	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00										0,30	1,00
Sisma Schema 2	SLU SISMA 4	1,00	1,00					0,20	1,00	0,20	1,00										0,30	1,00

L'azione assiale sui pali si ottiene in base alle caratteristiche geometriche della spalla e dei pali.

$N^{\circ}_{pali} = 16$

$W_y = W_{long} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 5,40^2 + 2 \cdot 4 \cdot 1,80^2}{5,40} = 48,00 \text{ m}$

$W_x = W_{trasv} = \frac{4 \cdot 2 \cdot 6,00^2 + 4 \cdot 2 \cdot 2,00^2}{6,00} = 53,33 \text{ m}$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (t/mc)	Peso (t)	dx (m)	bx (m)	M long (tm)
fondazione	1	12,80	16,80	1,75	1	2,50	941	0,00	6,40	6,021
muro frontale	2	2,05	12,71	5,50	1	2,50	358	2,10	3,13	1,120
paraghiaia	3	0,40	12,71	3,07	1	2,50	39	3,75	3,95	154
muri laterali	4	8,65	1,00	8,57	2	2,50	370	4,15	8,48	3,139
terra	5	8,65	10,71	8,57	1	1,80	1.428	4,15	8,48	12,104
							3.137			22,538

distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m) 3,00

distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m) 6,40

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°	W long	W trasv
1,2	1,13	16	48	53,33

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

	N (ton)	H long (ton)	H trasv (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	P.p.	Soletta	Perm.
permanenti	330	0	0	990	0	60	190	80
mezzi schema 1	240	0	0	720	0			
mezzi schema 2	0	0	0	0	0			
folia schema 1	0	0	0	0	0			
folia schema 2	0	0	0	0	0			
frenamento	0	6	0	-40	0			
attrito	0	72	0	-522	0			
vento: impalcato scarico	0	0	15	0	-132			
vento: impalcato carico	0	0	30	0	-308			
azione centrifuga	0	0	0	0	0			
svio	0	0	20	0	226			
sisma	0	36	36	265	265			

H 6
72
15
30
Obliquità ° rad
0,00 0,00

PARAMETRI SISMICI

PARAMETRI TERRENO

accelerazione di picco	$\alpha_g = 0,053$	Peso specifico del terreno:	1,80 ton/m ³	γ	
$S = S_s \times S_T =$	1,34	Angolo di attrito del terreno	0,52 rad	ϕ	30°
$a_{max} =$	0,071	Angolo di inclinazione del muro	1,57 rad	ψ	90°
$\beta_m =$	0,18	Angolo di inclinazione del terreno	0,00 rad	β	0°
$K_h =$	0,013	Angolo di resistenza terra-muro	0,00 rad	δ	10°
$K_v = 0,5 K_h$	0,000	Coefficiente di spinta del terreno	K1 = 0,342		
	$\theta_1 = 0,013$		K2 = 0,342		
	$\theta_2 = 0,013$				

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

$K_x = 0,013$ $K_y = 0,013$ $K_v = 0,000$

	p (ton/mg)	H long (ton)	M long (ton m)
Ed= spinta terreno sismica+statica		416	-1.429
spinta terreno statica	9,29	609	-2,095
spinta per sovraccarichi	1,00	131	-677

AZIONI INERZIALI SISMICHE TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (ton)	H long (ton)	H trasv (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)
	0	40	40	174	174

AZIONI GLOBALI

AZIONI SUI PALI

	N (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	T (ton)	P max (ton)	P min (ton)	T (ton)	τ (Kg/cmq)
Combinazione 1	3.566	2.501	171	900	278	168	56,26	6,63
Combinazione 2	3.842	4.218	241	1.051	332	148	65,70	7,74
Combinazione 3	3.566	3.279	241	1.051	296	150	65,70	7,74
Combinazione 4	3.773	3.835	241	1.020	320	151	63,73	7,51
Combinazione 5	3.566	3.085	241	1.020	292	154	63,73	7,51
Combinazione 6	3.773	3.789	501	1.014	324	147	63,39	7,47
Combinazione 7	3.566	3.085	501	1.014	297	149	63,39	7,47
Combinazione 8	4.730	2.282	198	1.022	347	244	63,88	7,53
Combinazione 9	5.054	4.297	278	1.199	411	221	74,95	8,84
Combinazione 10	4.730	3.196	278	1.199	367	224	74,95	8,84
Combinazione 11	4.973	3.848	278	1.162	396	225	72,65	8,57
Combinazione 12	4.730	3.021	278	1.162	364	227	72,65	8,57
Combinazione 13	4.973	3.794	583	1.156	401	221	72,24	8,52
Combinazione 14	4.730	2.967	583	1.156	368	223	72,24	8,52
Combinazione 15	3.945	2.898	198	1.022	311	183	63,88	7,53
Combinazione 16	4.269	4.913	278	1.199	374	159	74,95	8,84
Combinazione 17	3.945	3.812	278	1.199	331	162	74,95	8,84
Combinazione 18	4.188	4.464	278	1.162	360	164	72,65	8,57
Combinazione 19	3.945	3.637	278	1.162	328	166	72,65	8,57
Combinazione 20	4.188	4.410	583	1.156	365	159	72,24	8,52
Combinazione 21	3.945	3.583	583	1.156	332	161	72,24	8,52
perm + sisma X + 0,30 sisma Y schema 1	3.515	22.682	132	493	695	-255	30,81	3,63
perm + sisma X + 0,30 sisma Y schema 2	3.467	22.538	132	493	689	-255	30,81	3,63
perm + 0,30 sisma X + sisma Y schema 1	3.515	22.375	439	166	694	-255	10,35	1,22
perm + 0,30 sisma X + sisma Y schema 2	3.467	22.231	439	166	688	-255	10,35	1,22

8.2.5 VERIFICHE

8.2.5.1 VERIFICA A STABILITA'

Nel seguito si eseguono le verifiche a stabilità della spalla considerando le combinazioni allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (SLU EQU), riportate nella tabella seguente.

	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Svio		Centrifuga			
				Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1			
Combinazione 13	Vento	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	1,00	1,50												
Combinazione 14	Acc. Schema 1	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 15	Acc. Schema 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 16	Frenam. Schema 1	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 17	Frenam. Schema 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 18	Svio Schema 1	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35
Combinazione 19	Svio Schema 2	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,40	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35

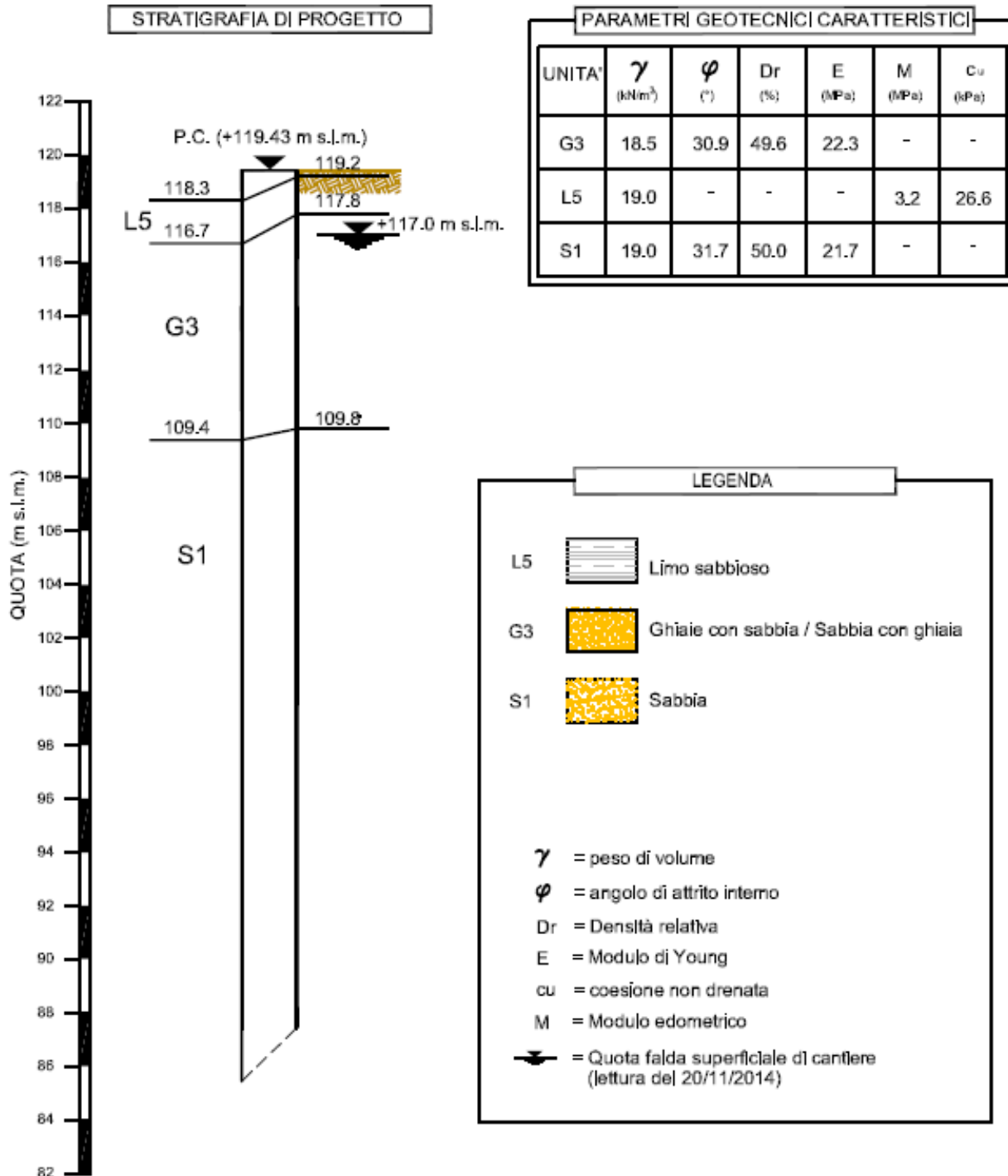
VERIFICHE DI STABILITA'

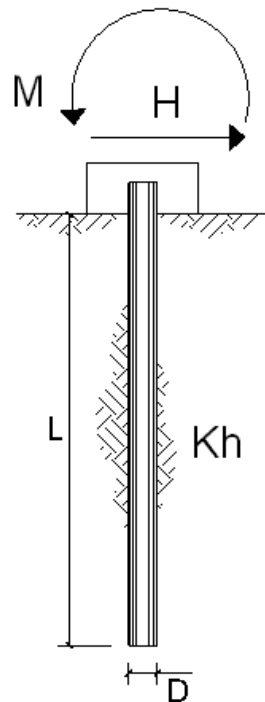
	N (ton)	M_{rib} (ton m)	M_{stab} (ton m)	η	u (m)	e (m)	SL
Combinazione 15	3.945	-3.925	26.277	6,70	5,67	0,73	SLU EQU
Combinazione 16	4.269	-4.839	27.249	5,63	5,25	1,15	
Combinazione 17	3.945	-4.839	26.277	5,43	5,43	0,97	
Combinazione 18	4.188	-4.664	27.006	5,79	5,33	1,07	
Combinazione 19	3.945	-4.664	26.277	5,63	5,48	0,92	
Combinazione 20	4.188	-4.610	27.006	5,86	5,35	1,05	
Combinazione 21	3.945	-4.610	26.277	5,70	5,49	0,91	

8.2.5.2 VERIFICA DEI PALI

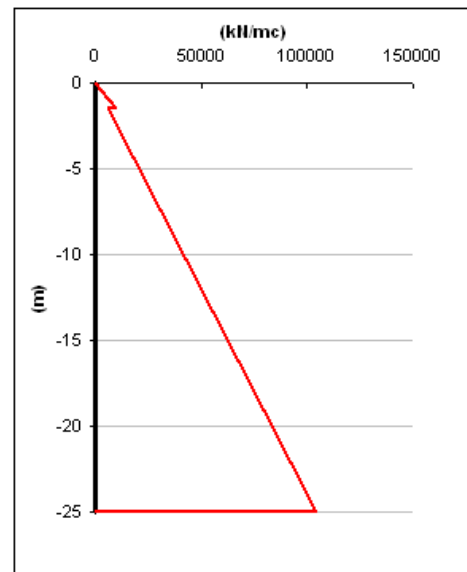
La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 1.200 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.

Per la stratigrafia di progetto si fa riferimento al sondaggio V3 riportato nell'elaborato B.11.1 .Si assume la quota della falda a 2,00 m al di sotto del piano campagna.





scala grafico



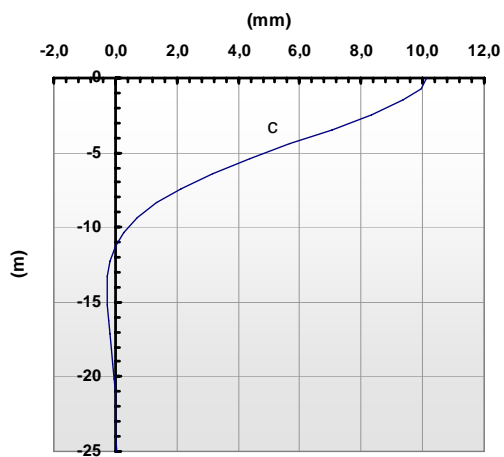
strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	η_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	sabbie e ghiaie	0,00	0	7500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	sabbie e ghiaie	-1,50	0	5000
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1,2 (m)
 J palo 0,10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 25 (m)
 Forza orizzontale in testa 750 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31220 (Mpa)
 dimensione elementi 1 (m)

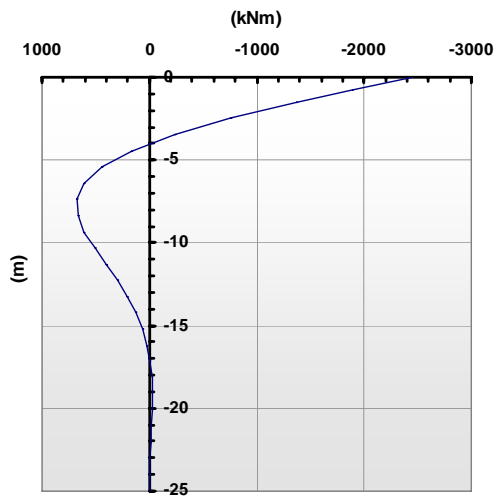
- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Spostamenti



Momento



8.2.5.2.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Max} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	36 Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 245 \text{ tm}$ $N_{sd} = -411 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 294 \text{ tm}$ $N_{rd} = -493 \text{ t}$ $I_R = 1,20$	

8.2.5.2.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{Min} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	120
ARMATURA	diffusa	36Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 245 \text{ tm}$ $N_{sd} = -221 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 266 \text{ tm}$ $N_{rd} = -240 \text{ t}$ $I_R = 1,09$	

8.2.5.2.3 VERIFICA A TAGLIO

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

$$V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd})$$

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" offerta dall'armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" offerta dal calcestruzzo d'anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

- resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot g^2\theta)}$$

dove:

$d = 85 \text{ cm}$, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 85 \text{ cm}$

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 113 \text{ mm}^2 = \phi 12$ a 2 bracci ogni 10 cm per 2,00 m a partire dalla testa; $\phi 12$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima = $8,23 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 30°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 850 \cdot \frac{2 \cdot 113}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g30^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 1.171 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 850 \cdot 850 \cdot 1 \cdot 8,23 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g30^\circ)}{(1 + \cot g^2 30^\circ)} \cdot 10^{-3} = 2.311 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Sd} = 750 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 1.171 \text{ kN}$$

8.2.6 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

La portata totale limite è definita dalla seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo:

$$Q_u = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_c}^{z_b} \tau_{us} dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

Dove:

D = diametro del palo = 1,20 m

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_c = profondità di infissione del palo dal p.c. originario

W = differenza tra il peso del palo ed il terreno asportato

L = lunghezza del palo = 25,00 m

8.2.6.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA LATERALE

Dall'espressione parametrica:

$$\tau_{us} = \beta \cdot \sigma'_{vo} \leq \tau_{us \max}$$

laddove:

β coefficiente empirico

σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal piano di campagna

$$\sigma'_{vo} = \gamma_{ti} \cdot z = 1,15 \cdot z$$

τ_{us max} tensione tangenziale ultima massima,

discende:

per depositi sabbiosi:

$$1,2 \geq \beta = 1,5 - 0,42 \cdot z^{0,34} \geq 0,25$$

per depositi sabbiosi-ghiaiosi e depositi ghiaiosi

$$1,8 \geq \beta = 2 - 0,15 \cdot z^{0,75} \geq 0,25$$

essendo z la profondità in metri dal p.c. originario; si pone poi, prevedendo l'esecuzione dei pali trivellati con l'impiego di fanghi bentonitici

$$\tau_{us \max} = 3 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us \max} = 142 + 0,32 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} > 53.$$

A favore di sicurezza, pur essendo indicata la presenza di ghiaia, viene utilizzata l'espressione a).

8.2.6.2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA DI BASE

Dall'espressione parametrica

$$q_{ub} = 100(\text{NSPT}) \cdot \alpha_N$$

dove:

100(NSPT) valore medio di NSPT nell'intorno della base del palo assunto pari a 20

α_N coefficiente empirico,

discende, mediando le indicazioni fornite per formazioni addensate sabbiose e sabbioso-limose,

α_N = 0,103

8.2.6.3 COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE

Si verifica la portanza dei pali di fondazione per la spalla secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,7.

8.2.6.4 CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Nelle pagine seguenti si riportano la stratigrafia del terreno in sito e le curve di capacità portante ultima dei pali secondo gli approcci presenti al paragrafo 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008", ossia nell'ordine:

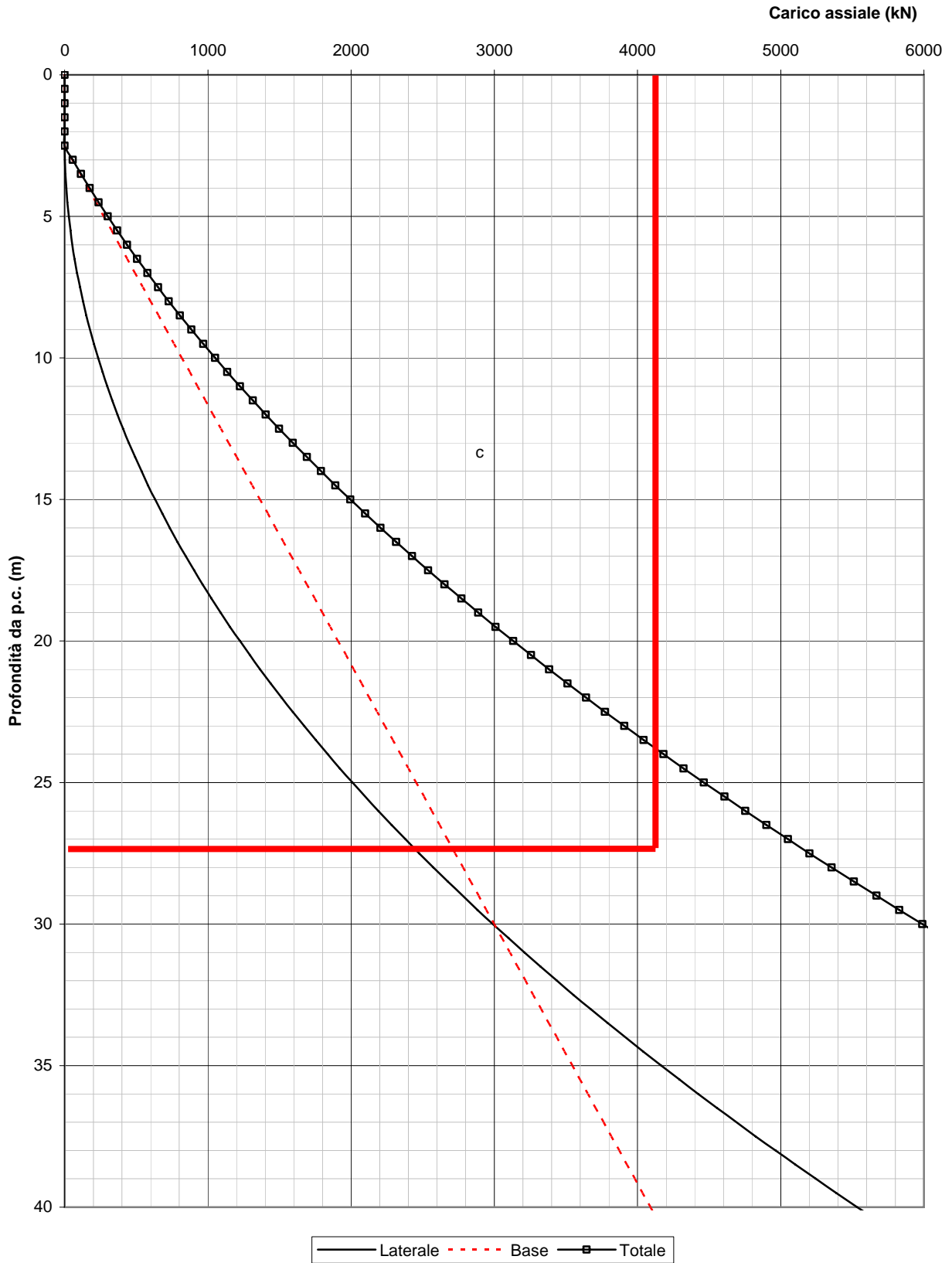
DA1 – C1: approccio 1, combinazione 1 – Stato Limite Ultimo STR

DA1 – C2: approccio 1, combinazione 2 – Stato Limite Ultimo GEO

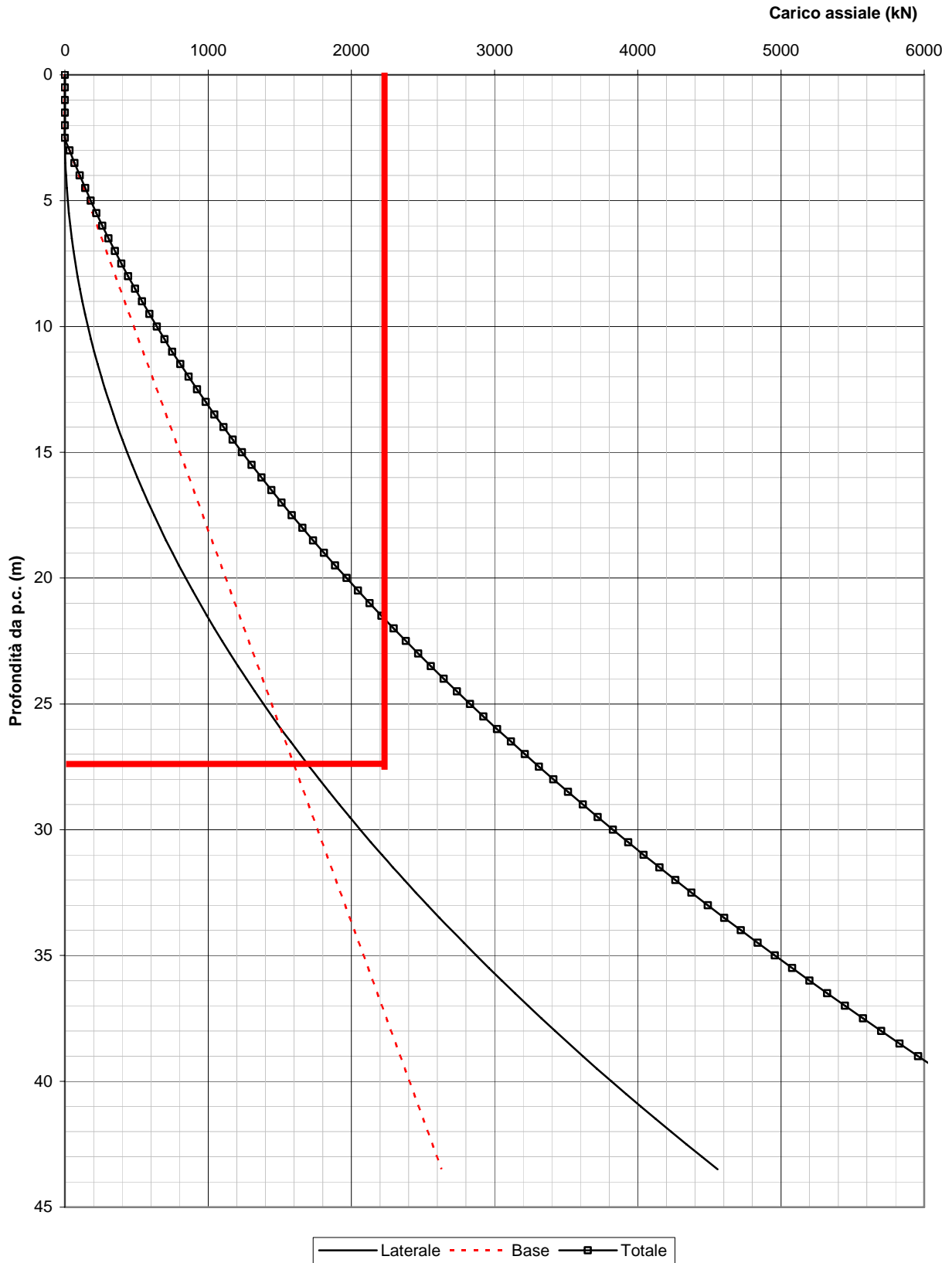
DA2: approccio 2 – Stato Limite Ultimo STR

Il valore del carico massimo e la lunghezza minima conseguente del palo per ogni combinazione considerata sono evidenziate con una linea continua di colore rosso.

Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C1
 Pali spalla



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA1-C2
 Pali spalla



Curve di capacità portante pali $\phi 1200$
 Combinazione DA2
 Pali spalla

