

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE

DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA.

TRATTA RHO-GALLARATE

QUADRUPPLICAMENTO RHO- PARABIAGO E RACCORDO Y

QUADRUPPLICAMENTO RHO (e) – PARABIAGO (i) E RACCORDO Y

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

VI05 – Nuovo ponte su canale rivestito km 0+810.87

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

MDL1 32 D 26 CL VI0500 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Novembre 2017	F.Coppini	Novembre 2017	S. Borelli	Novembre 2017	acchi
B	Emissione per aggiornamento documentale	A.Cimorelli	Agosto 2019	G.Gracin	Agosto 2019	M.Berlingieri	Agosto 2019	Agosto 2019

ITALFERR - INFRASTRUTTURE NORD
Dot. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
3172 Sez. A

File: MDL132D26CLVI0500002_B.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	8
6	MATERIALI	10
6.1	CALCESTRUZZO	10
6.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	10
6.3	ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI	10
7	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE	12
8	ANALISI DEI CARICHI	13
8.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI	13
8.2	CARICHI DA TRAFFICO FERROVIARIO	16
8.3	FRENATURA/AVVIAMENTO SU IMPALCATO	19
8.4	FRENATURA/AVVIAMENTO SU RILEVATO	19
8.5	CENTRIFUGA	20
8.6	SERPEGGIO	20
8.7	EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA	20
8.8	AZIONE SISMICA	21
8.9	RIEPILOGO DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	22
8.10	SPINTA STATICA DEL TERRENO	23
8.11	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE NON STRUTTURALE (BALLAST)	24
8.12	SOVRASPINTA SISMICA	25
8.13	FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA	26

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	3 di 75

8.14	RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI	27
9	COMBINAZIONE DEI CARICHI	28
10	SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE	35
10.1	VERIFICA DEL MICROPALO	40
11	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	46
11.1	AZIONI TRASMESSE DAL PLINTO DI FONDAZIONE E RELATIVE SOLLECITAZIONI	46
11.2	VERIFICA STRUTTURALE MENSOLA DI MONTE E DI VALLE	47
12	VERIFICA DEL MURO FRONTALE	50
12.1	AZIONI TRASMESSE AL MURO FRONTALE E RELATIVE SOLLECITAZIONI	50
12.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	54
13	VERIFICA DEL PARAGHIAIA	57
13.1	AZIONI TRASMESSE AL MURO PARAGHIAIA E RELATIVE SOLLECITAZIONI.....	57
13.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	60
14	VERIFICA MURO ANDATORE	66
14.1	AZIONI TRASMESSE AI MURI ANDATORI E RELATIVE SOLLECITAZIONI	66
14.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	68
	14.2.1 Verifiche a flessione	68
	14.2.2 Verifiche a taglio	69
15	RITEGNI SISMICI	70
15.1	VERIFICA RITEGNO LONGITUDINALE	70
15.2	VERIFICA RITEGNO TRASVERSALE	72
16	INCIDENZA ARMATURE	75

1 PREMESSA

Oggetto del presente documento sono i calcoli relativi alle sottostrutture del Prolungamento del ponte sul canale rivestito al km 0+810.87, previsto per il potenziamento della linea Rho – Arona, tratta Gallarate – Rho. L’opera in questione è individuata con la WBS VI05.

L’opera consiste in 3 viadotti separati ad 1 sola campata, realizzati con impalcati in travi in acciaio incorporate nel cls, di luce 9.78, in asse appoggi. Le travi in acciaio hanno un’obliquità rispetto all’asse appoggi di circa 7°. L’andamento planimetrico dell’asse di progetto dei binari è in rettilineo.

Il viadotto centrale accoglie una piattaforma a doppio binario, mentre i due laterali hanno un solo binario.

Le spalle hanno la medesima carpenteria. Sono spalle tradizionali fondate su micropali $\Phi 300$.

Lo schema di vincoli prevede lo schema a cerniera – cerniera con l’utilizzo di appoggi fissi in neoprene armato.

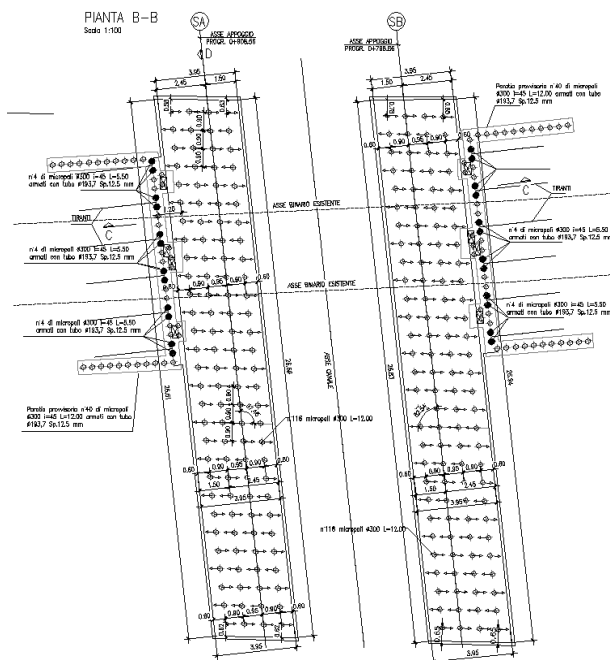


Figura 1. Pianta fondazioni.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	5 di 75

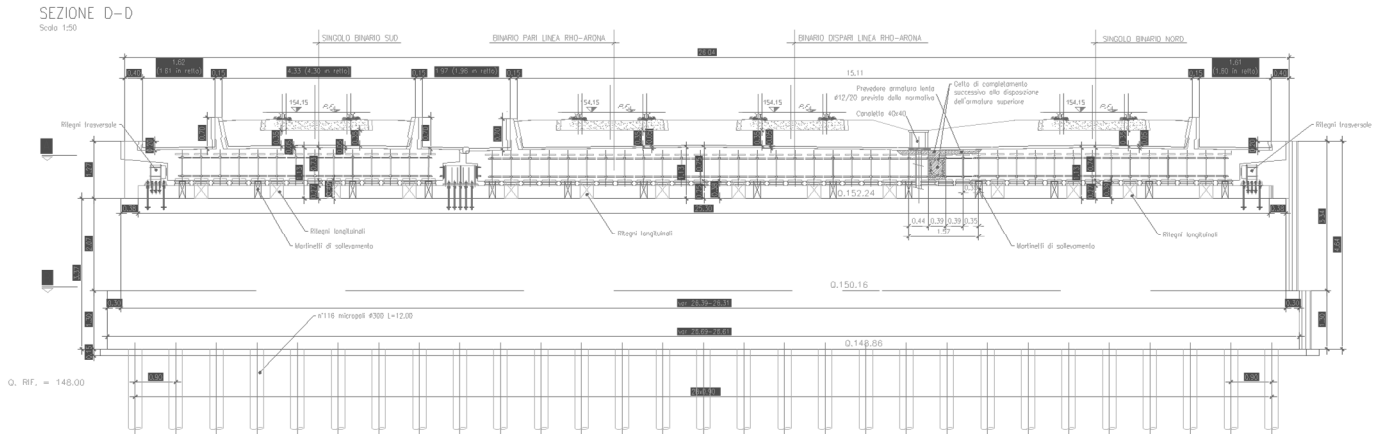


Figura 2. Prospetto frontale spalle.

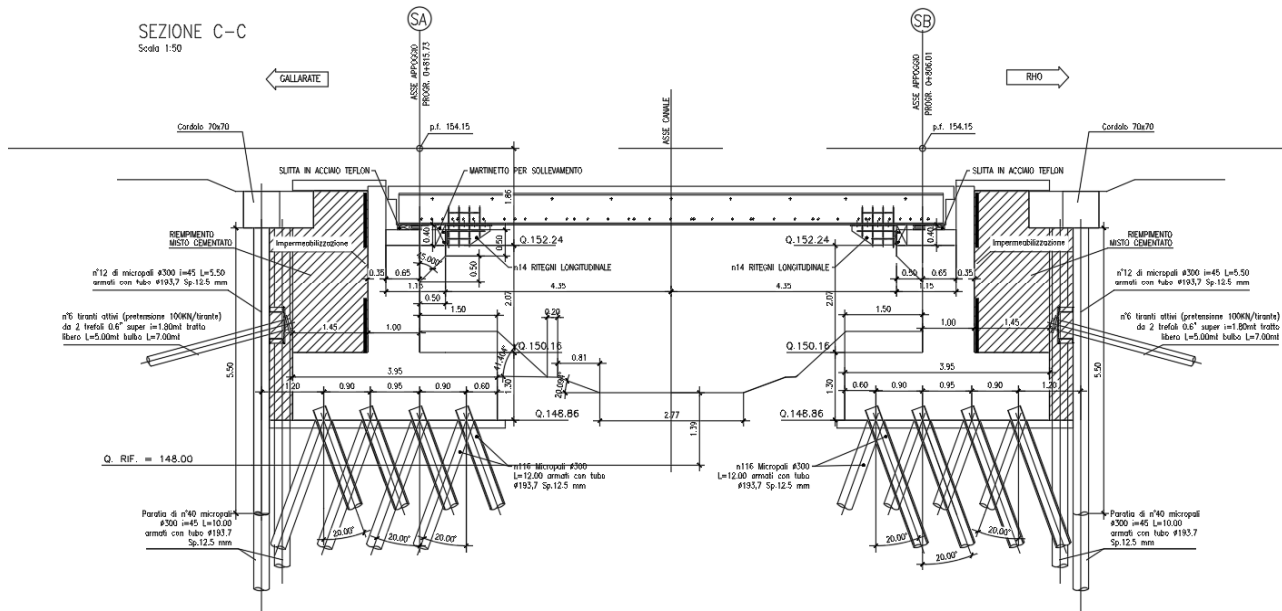


Figura 3. Sezione longitudinale spalle.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	6 di 75

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento tratta le verifiche strutturali relative alle strutture di cui in premessa.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I documenti di calcolo correlati alla presente sono:

OPERE PRINCIPALI - Ponti e viadotti																				
<i>VI05- Prolungamento ponte su canale rivestito km 0+810.87</i>																				
Relazione tecnica descrittiva	M	D	L	1	3	2	D	2	6	R	G	V	I	0	5	0	0	0	1	B
Relazione di calcolo impalcato	M	D	L	1	3	2	D	2	6	C	L	V	I	0	5	0	0	0	1	B
Relazione di calcolo spalle e fondazioni	M	D	L	1	3	2	D	2	6	C	L	V	I	0	5	0	0	0	2	B
Relazione di calcolo opere provvisionali	M	D	L	1	3	2	D	2	6	C	L	V	I	0	5	0	0	0	3	B
Relazione di compatibilità idraulica	M	D	L	1	3	2	D	2	6	R	I	V	I	0	5	0	0	0	1	A
Planimetria generale dell'intervento	M	D	L	1	3	2	D	2	6	P	9	V	I	0	5	0	0	0	1	B
Sistemazione spondale canale - Pianta e sezioni	M	D	L	1	3	2	D	2	6	P	A	V	I	0	5	0	0	0	1	B
Carpenteria impalcato	M	D	L	1	3	2	D	2	6	B	B	V	I	0	5	0	0	0	1	B
Carpenteria spalle	M	D	L	1	3	2	D	2	6	B	B	V	I	0	5	0	0	0	2	B
Opere provvisionali	M	D	L	1	3	2	D	2	6	B	9	V	I	0	5	0	0	0	1	B
Fasi realizzative	M	D	L	1	3	2	D	2	6	B	9	V	I	0	5	0	0	0	2	B
Particolari, dettagli e finiture	M	D	L	1	3	2	D	2	6	B	C	V	I	0	5	0	0	0	1	B



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	7 di 75

4 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1998-5 (EUROCODICE 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari;
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra;
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria;
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo;
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia;
- Regolamento (UE) n. 1299/2014 della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle Specifiche Tecniche di Interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	8 di 75

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Nel periodo settembre – dicembre 2008 sono stati eseguiti 25 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo spinti fino ad una profondità massima di 30 m. Nel periodo maggio – giugno 2017 sono stati eseguiti 8 sondaggi integrativi anch'essi spinti fino ad una profondità massima di 30 m. All'interno dei fori sono state effettuate prove penetrometriche dinamiche (SPT) e prove di permeabilità tipo Lefranc.

Al fine di rilevare la profondità della superficie piezometrica della falda freatica, venti sondaggi sono stati strumentati con piezometri a tubo aperto (diametro di 2 pollici).

In dettaglio, nel corso dei sondaggi sono state sviluppate le seguenti attività:

prelievo di campioni indisturbati (n. 3) e rimaneggiati (n. 232 di cui 160 relativi al 2008 e 72 al 2017), successivamente sottoposti a prove geotecniche di laboratorio;

n. 237 (165 relative al 2008 e 72 relative al 2017) prove SPT (Standard Penetration Test);

n. 22 (14 relative al 2008 e 8 relative al 2017) prove di permeabilità in foro tipo Lefranc;

rilievo del livello dell'acqua all'interno dei fori di sondaggio, durante le operazioni di perforazione;

misure speditive della resistenza alla punta con penetrometro tascabile, limitatamente ai termini LS, presenti nei sondaggi PNMDL1R26 – SCMDL1R27;

stratigrafie dei terreni.

Le operazioni di perforazione sono state eseguite utilizzando un carotiere semplice con valvola in testa a sfera e calice per perforazione a secco, con un diametro nominale ϕ_{est} pari a 101 mm e lunghezza utile $l = 150 \div 300$ cm.

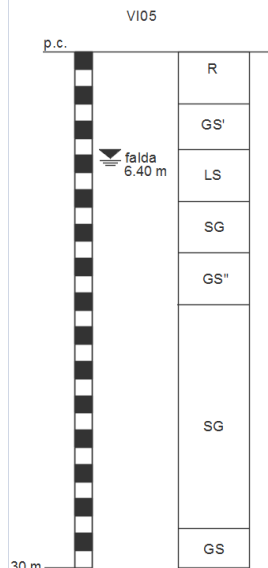
Sulla base di quanto sopra e dalla caratterizzazione stratigrafica e dei parametri geotecnici di progetto riportati nella relazione geotecnica generale, per l'opera in oggetto è stata individuata la caratterizzazione stratigrafico-geotecnica di progetto riportata nella seguente scheda geotecnica, caratterizzante il sito di ubicazione dell'opera.

Si riporta di seguito la scheda geotecnica caratterizzante il sito d'ubicazione dell'opera:

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	9 di 75

OPERA: VI05
PK rif. KM 0+810.87
SONDAGGIO DI RIFERIMENTO: SCMDL1R25



LEGENDA UNITA'

Unità	DESCRIZIONE
LS	Limo sabbioso, a tratti limo argilloso debolmente sabbioso
GS'	Ghiaia sabbiosa (livelli superficiali entro 5m)
GS''	Ghiaia sabbiosa (livelli profondi oltre 5m)
SG	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa
SL	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa, con qualche elemento lapideo di dimensioni cm

PARAMETRI GEOTECNICI

	γ	c_u	c'	φ	V_s	G_0	E_{op}	k	N_{SPT}	c_v
	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(°)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(cm/s)	(N ₂ +N ₃)	(cm ² /s)
LS	20	30±100	10±30	25±30	-	-	10±20	10 ⁻⁵	-	3·10 ⁻³ ±5·10 ⁻³
GS'	19±20.5	-	-	35±37	200±350	70±250	20±40	10 ⁻² ±10 ⁻³	4±37	-
GS''	19±20.5	-	-	37±39	250±450	150±400	15±45	10 ⁻² ±10 ⁻³	25±60	-
SG	20±21	-	-	32±35	300±450	200±450	15±30	10 ⁻³	30±60	-
SL	20±21.5	-	-	30±32	-	-	18±20	10 ⁻⁴	-	-

Note

γ	peso per unità di volume
c_u	resistenza non drenata
c'	coesione efficace
φ	angolo di resistenza al taglio
V_s	velocità delle onde di taglio nei primi 30 m
G_0	modulo di taglio a piccole deformazioni
E_{op}	modulo di Young operativo
k	coefficiente di permeabilità
N_{SPT}	numero di colpi / 30 cm
c_v	coefficiente di consolidazione

I simboli rappresentati nella scheda geotecnica hanno il seguente significato:

γ' = peso di volume naturale

c_u = coesione non drenata

c' = coesione efficace

φ' = angolo d'attrito

ν = coefficiente di Poisson

V_s = velocità delle onde di taglio

G_0 = modulo di taglio iniziale associato a piccole deformazioni

E_o = modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno

E_{op} = modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno

E_u = modulo di Young operativo in condizioni non drenate

E_s = modulo di reazione orizzontale

K_h = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

N_{SPT} = numero di colpi/30 cm di riferimento nel calcolo dei pali di fondazione

c_v = coefficiente di consolidazione primaria

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	10 di 75

6 MATERIALI

6.1 Calcestruzzo

- Magrone classe C12/15;
- Elevazione $f_{ck} \geq 32$ MPa;
- Fondazione $f_{ck} \geq 25$ MPa.

Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	25	32
Modulo elastico istantaneo	E_c	[MPa]	31476	33346
Tensione di calcolo	f_{cd}	[MPa]	14.17	18.133
Resistenza a trazione semplice (media)	f_{ctm}	[MPa]	2.565	3.0238
Resistenza a trazione semplice (frattile al 5%)	$f_{ctk(5\%)}=0.7 \cdot f_{ctm}$	[MPa]	1.795	2.1167
Resistenza a trazione per flessione (media)	$f_{cfm}=1.2 \cdot f_{ctm}$	[MPa]	3.078	3.6286
Resistenza a trazione per flessione (frattile al 5%)	$f_{cfk(5\%)}=1.2 \cdot f_{ctk}$	[MPa]	2.155	2.54
Resistenza di calcolo cilindrica (per strutture in c.a.)	$f_{cd}=(f_{ck}/1.5) \cdot 0.85$	[MPa]	14.17	18.133

6.2 Acciaio da cemento armato

Acciaio tipo	B450C
Tensione snervamento caratteristica	$f_{yd}=450$ MPa
Modulo elastico	$E = 210000$ MPa
Tensione di calcolo	$f_{yd}=391.3$ MPa

6.3 Acciaio per armatura micropali

Acciaio S275JR secondo UNI EN 10025 (Ex Fe 430 B):

Modulo elastico	E	[MPa]	210000
Modulo di elasticità trasversale	G	[MPa]	784000
Coefficiente di Poisson	ν	[-]	0.3
Peso dell'unità di volume	γ	[kN/m ³]	78.5
Coefficiente di dilatazione termica	α	[°C ⁻¹]	1.20E-05
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq$	[MPa]	430
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq$	[MPa]	275
Tensione di calcolo ($t \leq 40$ mm)	σ_{yd}	[MPa]	239



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	11 di 75

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	12 di 75

7 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

Qui in basso è indicato uno schema qualitativo della geometria delle spalle, utile alla lettura della tabella successiva. I dati presenti in tabella, indicanti il peso di ciascun elemento delle spalle, fanno riferimento all'effettiva carpenteria della spalla fissa (Spalla A) come definita negli elaborati grafici.

CODICE COMMESSA: **GALLARATE-RHO**

OPERA: **VI05**

ELEMENTO: **SPALLA**

Dimensioni notevoli

d1 **1.45** m

distanza filo di monte muro frontale da filo di monte plinto

Geometrie Spalla

	n.	Bx	By	Bz,min	Bz,max	V	X	Y	Z
	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[m]	[m]	[m]
plinto di fondazione	1	3.90	26.30	1.30	-	133.34	1.95	0.00	-0.65
muro frontale	1	1.50	26.30	2.07	-	81.66	2.20	0.00	-2.34
muro paraghiaia	1	0.35	26.30	1.14	-	10.49	1.63	0.00	-3.94
muro laterale sx	1	1.45	0.40	3.21	-	1.86	0.73	12.95	-2.91
muro laterale dx	1	1.45	0.40	3.21	-	1.86	0.73	-12.95	-2.91
bandiera sx	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
bandiera dx	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
baggioli	1	1.15	25.30	0.30	-	8.73	2.38	0.00	-3.52
apparecchi di appoggio	56	0.40	0.30	0.09	-	0.59	2.38	0.00	-3.71
elemento 1	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
elemento 2	0	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00

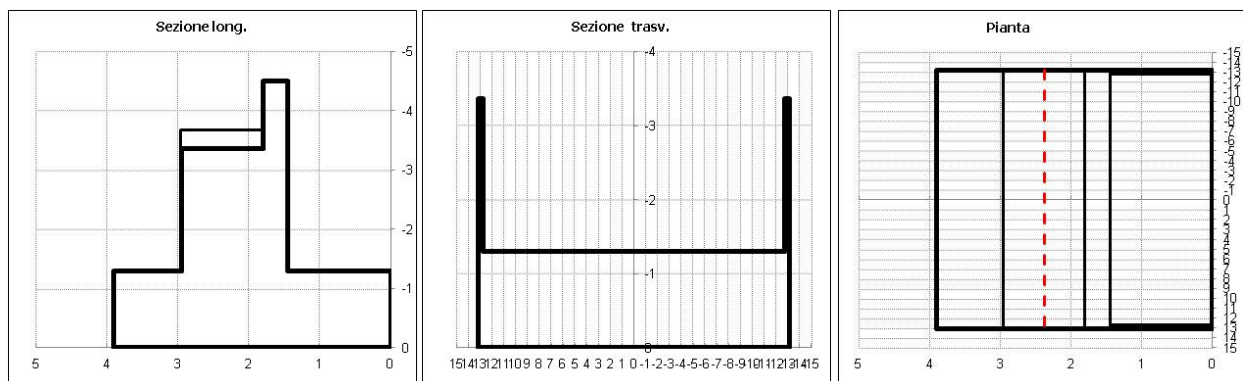


Figura 4. Schema qualitativo geometria spalla.

8 ANALISI DEI CARICHI

Le sottostrutture sono state dimensionate considerando, in favore di sicurezza, i tre impalcato separati. Le combinazioni dei carichi associati al traffico ferroviario, sia quello verticale che la frenatura (su impalcato e su rilevato) sono proprie di 3 impalcato separati e non di un unico impalcato con 4 binari.

Tale assunzione, comunque, comporta un incremento del carico massimo sul micropalo del 10% circa, ma non modifica sostanzialmente il dimensionamento geotecnico del micropalo.

8.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

I pesi permanenti portati sono stati valutati considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/m³ e un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 kN/m³.

Impalcato di sinistra

<i>Pesi propri - (G1)</i>	Ripetizioni	Spessore	Larghezza	Area	Lunghezza	Volume	Peso spec	Peso m/lin	L	Peso
	[-]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[mc]	[kN/mq-mc]	[kN/m]	[m]	[kN]
acciaio strutturale	14			0.0270		0.378	78.5	29.67	10.58	314
soletta (al netto delle travi di acciaio)	1			4.2744		4.2744	25	106.860	10.88	1163
							Totale G1	136.5		1477
<i>Permanenti portati - (G2)</i>										
Muri parballast	2			0.1364		0.2728	25	6.8	10.93	75
Cordoli	1	0.2	0.4			0.08	25	2.0	10.93	22
Ballast+ imp. sottoballast + arm.	1	0.8	4			3.2	18	57.6	10.93	630
Canalette	1			0.16		0.16	25	4.0	10.93	44
Impermeabilizzazione marciapiedi	1	0.05	2.7			0.135	20	2.7	10.93	30
Barriere antirumore	1	1	4			4	2	8.0	10.93	87
							Totale permanenti portati (G2a)	23.5		257
							Totale ballast (G2b)	57.6		630
							Totale G2	81.1		887
							Totale G	217.7		2363

Lunghezza totale impalcato (in asse ai varchi)	A	10.93	m
Lunghezza fuori tutto impalcato	B	7.5	m
Incidenza pesi a ml	G/A	216.2	kN/ml
Incidenza pesi a mq	G/(A*B)	28.8	kN/mq



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
MDL1 32 D 26 CL VI 05 00 002 B 14 di 75

Impalcato centrale

<i>Pesi propri - (G1)</i>	Ripetizioni	Spessore	Larghezza	Area	Lunghezza	Volume	Peso spec	Peso m/lin	L	Peso
	[-]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[mc]	[kN/mq-mc]	[kN/m]	[m]	[kN]
acciaio strutturale	23			0.0270		0.621	78.5	48.75	10.58	516
soletta (al netto delle travi di acciaio)	1			6.6102		6.6102	25	165.255	10.88	1798
								Totale G1	214.0	2314
<i>Permanenti portati - (G2)</i>										
Muri parballast	2			0.1364		0.2728	25	6.8	10.93	75
Ballast+ imp. sottoballast + arm.	1	0.8	8			6.4	18	115.2	10.93	1259
Canalette	2			0.16		0.32	25	8.0	10.93	87
Impermeabilizzazione marciapiedi	1	0.05	2			0.1	20	2.0	10.93	22
								Totale permanenti portati (G2a)	16.8	184
								Totale ballast (G2b)	115.2	1259
								Totale G2	132.0	1443
								Totale G	346.0	3757

Lunghezza totale impalcato (in asse ai varchi) **A** 10.93 m
 Lunghezza fuori tutto impalcato **B** 10.47 m
 Incidenza pesi a ml **G/A** 343.7 kN/ml
 Incidenza pesi a mq **G/(A*B)** 32.8 kN/mq

Impalcato di destra

<i>Pesi propri - (G1)</i>	Ripetizioni	Spessore	Larghezza	Area	Lunghezza	Volume	Peso spec	Peso m/lin	L	Peso
	[-]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[mc]	[kN/mq-mc]	[kN/m]	[m]	[kN]
acciaio strutturale	14			0.0270		0.378	78.5	29.67	10.58	314
soletta (al netto delle travi di acciaio)	1			4.2934		4.2934	25	107.335	10.88	1168
								Totale G1	137.0	1482
<i>Permanenti portati - (G2)</i>										
Muri parballast	2			0.1364		0.2728	25	6.8	10.93	75
Cordoli	1	0.2	0.4			0.08	25	2.0	10.93	22
Ballast+ imp. sottoballast + arm.	1	0.8	4			3.2	18	57.6	10.93	630
Canalette	1			0.16		0.16	25	4.0	10.93	44
Impermeabilizzazione marciapiedi	1	0.05	2.7			0.135	20	2.7	10.93	30
Barriere antirumore	1	1	4			4	2	8.0	10.93	87
								Totale permanenti portati (G2a)	23.5	257
								Totale ballast (G2b)	57.6	630
								Totale G2	81.1	887
								Totale G	218.1	2369

Lunghezza totale impalcato (in asse ai varchi) **A** 10.93 m
 Lunghezza fuori tutto impalcato **B** 7.57 m
 Incidenza pesi a ml **G/A** 216.7 kN/ml
 Incidenza pesi a mq **G/(A*B)** 28.6 kN/mq

Non essendoci particolari indicazioni sulla tipologia delle barriere antirumore previste, si utilizza il carico indicato di **2.00 kN/m²** per un'altezza di **4 m** dal piano della soletta, per un peso di **8 kN/m** a barriera.

Il carico permanente di progetto viene calcolato effettuando una media pesata dei pesi dei tre impalcati, diffondendo il carico a 45° a partire dagli appoggi esterni. Con riferimento alla figura seguente, si ha:

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	15 di 75

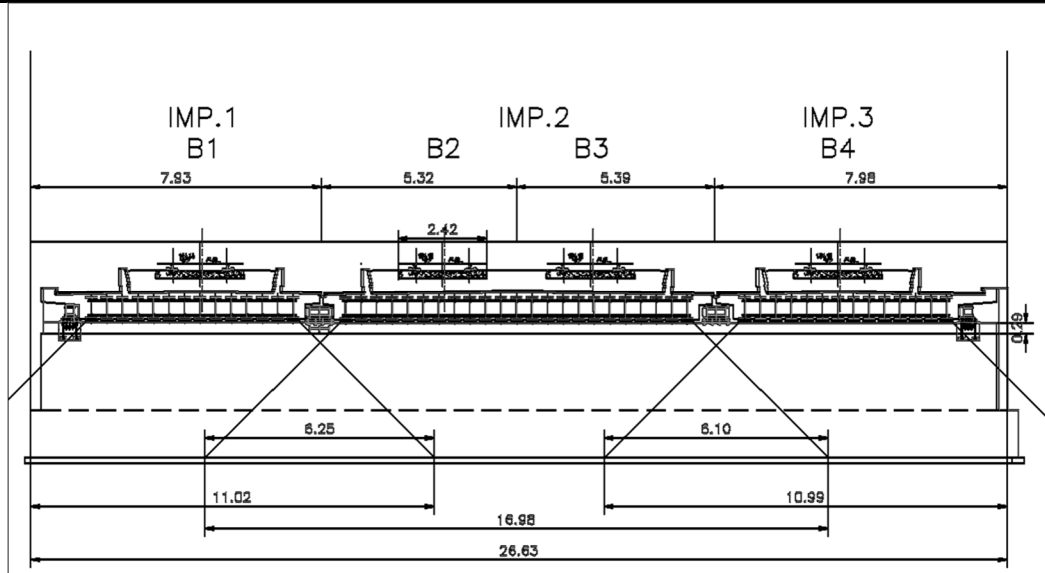


Figura 5. Diffusione trasversale adottata per i carichi permanenti sull'impalcato.

Carico verticale permanente su impalcato

Reazione verticale per impalcato 1	R1	2363	/2.00	1182	kN
Reazione verticale per impalcato 2	R2	3757	/2.00	1879	kN
Reazione verticale per impalcato 3	R3	2368	/2.00	1184	kN
fascia di sovrapposizione del singolo carico	a				var
larghezza considerata per calcolo carico con media pesata	A				var

Impalcato	F	c	F=F*c	B	F/B	a	F/B*a	/A=16.98
-	kN	-		m	kN/mt	m	kN	kN/mt
1	1182	1.00	1181.50	11.02	107.21	6.25	670.09	
2	1879	1.00	1878.50	16.98	110.63	16.98	1878.50	
3	1184	1.00	1184.00	10.99	107.73	6.10	657.18	
			4244.00			somma	3205.77	188.80

Il carico di progetto risulta pari a:

$$g=188.8 \text{ kN/m}$$

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	16 di 75

8.2 Carichi da traffico ferroviario

Sono stati considerati i modelli di carico di normativa (LM71; SW2; SW0), descritti nelle seguenti figure:

General Vehicle Data

Vehicle Name: LM71

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Floating Axle Loads:

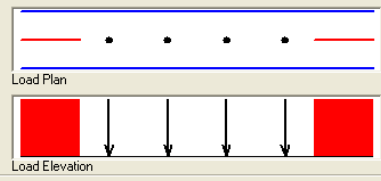
	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Use BD 37/01 (2002) for Uniform Load Length Effects:

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only:

Straddle Reduction Factor:



Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		80.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		80.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	0.8		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	1.6		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	1.6		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	1.6		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	0.8		0.	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		80.	Zero Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

Units: KN, m, C

General Vehicle Data

Vehicle Name: SW0

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Floating Axle Loads:

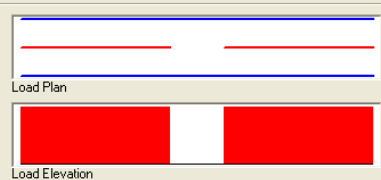
	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Use BD 37/01 (2002) for Uniform Load Length Effects:

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only:

Straddle Reduction Factor:

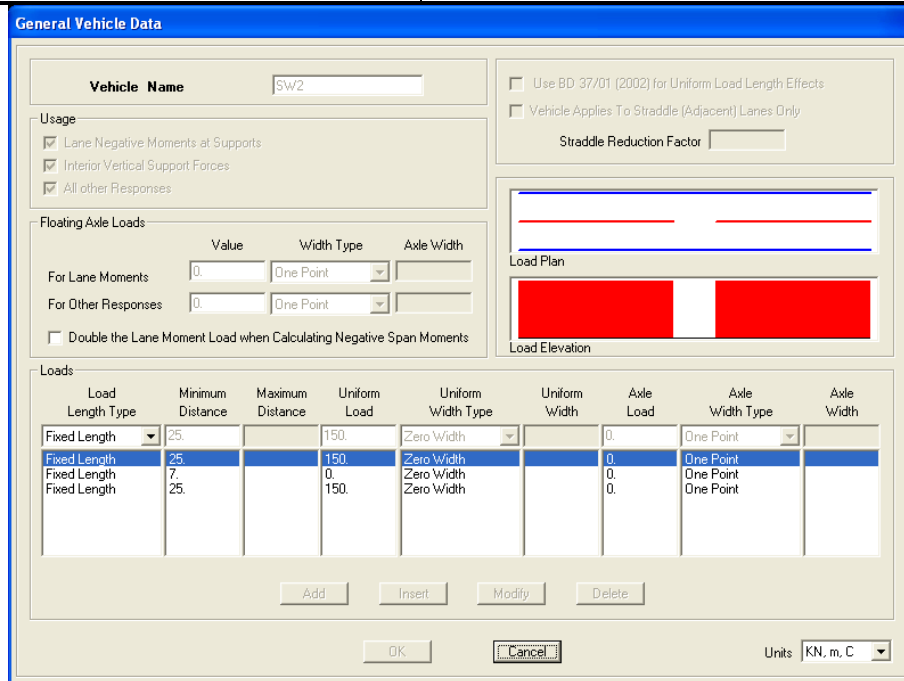


Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	15.		133.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	15.		133.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	5.3		0.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	15.		133.	Zero Width		0.	One Point	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

Units: KN, m, C



I valori caratteristici sono stati amplificati tramite il coefficiente di adattamento α , che per i ponti di categoria "A" come in questo caso, valgono:

	LM71	SW0	SW2
α	1.1	1.1	1.0

Per spalle il coefficiente dinamico viene assunto pari ad 1, come previsto dalle Istruzioni FS.

I carichi mobili sono applicati nel rispetto della tabella seguente.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 (LM 71"+"SW/0")
	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 (LM 71"+"SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+"SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Figura 6. Estratto di DM 14/01/2008 (NTC08), tab. 5.2.III.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	18 di 75

Come risulta dalla relazione di calcolo dell'impalcato, per una luce di calcolo di $L=9.78$ m, risulta:

- treno di carico **LM71** carico equivalente tagliante: **185.7 kN/m** (comprensivo di α , ma non dinamizzato);
- treno di carico **SW/2** carico equivalente tagliante: **150.0 kN/m**;

pertanto il modello SW/2 non è dimensionante e non è stato utilizzato.

La reazione verticale all'appoggio prodotta dall'LM71 vale quindi:

$$R(LM71) = 185.7 \cdot 9.78 / 2 = 909 \text{ kN}$$

Tale reazione è stata diffusa fino al piano di posa delle fondazioni, 4:1 nel ballast e 1:1 all'interno del cls. E' stato ricavato un carico a mq relativo alla singola reazione e, effettuando le possibili combinazioni di carico, è stato ricavato un carico a mq di progetto, facendo una media pesata.

Con riferimento alla seguente figura, si ha:

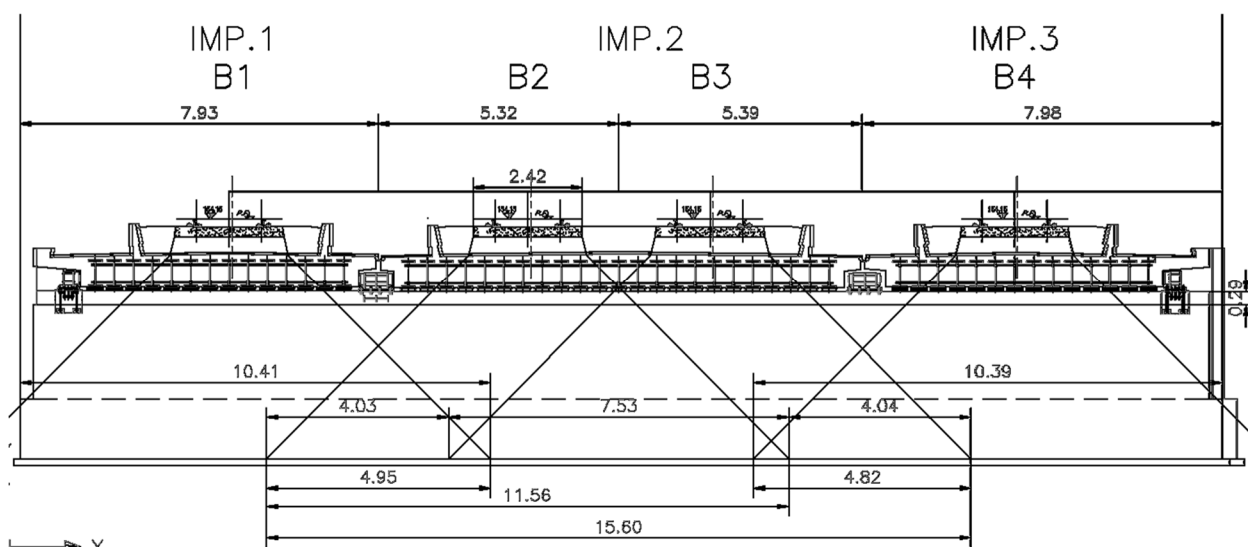


Figura 7. Diffusione trasversale adottata per il carico verticale da traffico ferroviario e per la frenatura/avviamento sull'impalcato.

IMP 1:(primo*1)	IMP 2 (primo*1 + secondo*1)		IMP 3:(primo*1)						
Binario	F	c	F=F*c	B	F/B	a	F/B*a	/A=15.60	
-	kN	-		m	kN/mt	m	kN	kN/mt	
1	909	1.00	908.56	10.41	87.28	4.95	432.03		
2	909	1.00	908.56	11.56	78.60	11.56	908.56		
3	909	1.00	908.56	11.56	78.60	11.56	908.56		
4	909	1.00	908.56	10.39	87.45	4.82	421.49		
			3634.25			somma	2670.64	171.19	

Si utilizza quindi un carico di progetto:

$$q = 171.2 \text{ kN/m}$$

8.3 Frenatura/avviamento su impalcato

Come lunghezza di influenza della frenatura è stato assunto $L=10.93$ m in asse ai varchi. La forza di frenatura totale viene divisa per 2 visto lo schema statico di cerniera – cerniera (quindi si considera $L/2$ nel calcolo).

Con riferimento sempre alla Figura 7, si ha:

IMP 1:(Frenatura max) IMP 2: (primo:Fren max + secondo:Avviamento max) IMP 3: (Frenatura max)

Binario	F	c	L	F=F*c*L	B	F/B	a	F/B*a	/A=15.60
-	kN/m	-	m	kN	m	kN/m	m	kN	kN/m
1	35	1.00	5.47	191.45	10.41	18.39	4.95	91.04	
2	35	1.00	5.47	191.45	11.56	16.56	11.56	191.45	
3	35	1.00	5.47	191.45	11.56	16.56	11.56	191.45	
4	35	1.00	5.47	191.45	10.39	18.43	4.82	88.82	
							somma	562.75	36.07

Il carico di progetto risulta:

$$Q_{lk}=36.07 \text{ kN}$$

8.4 Frenatura/avviamento su rilevato

Per la frenatura sul rilevato, la lunghezza di influenza viene presa pari a $H/\tan(30)$, con H altezza totale spalla, considerando quindi una diffusione nel terreno a 30° :

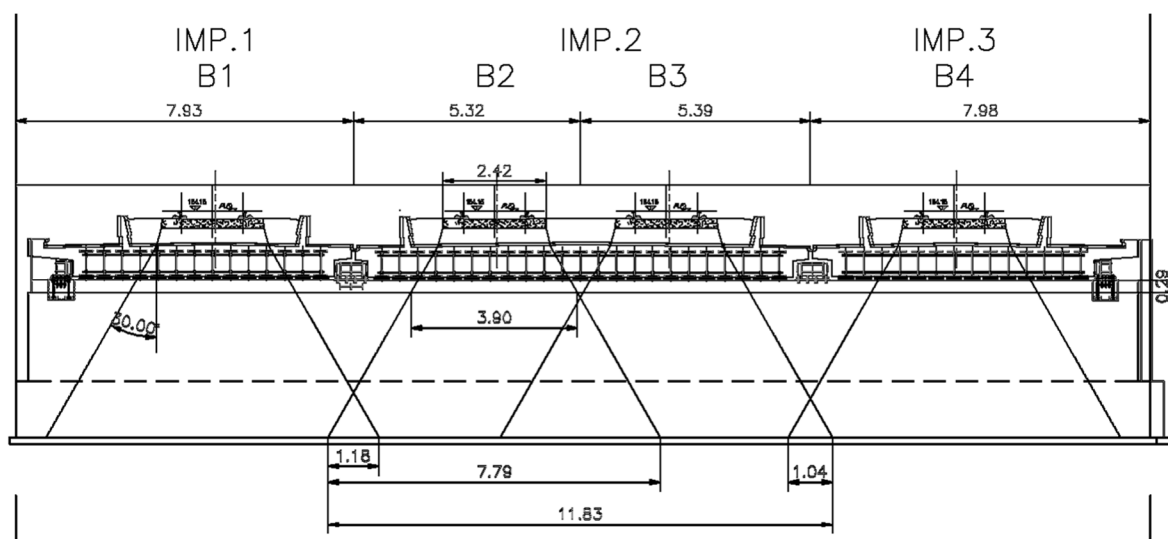


Figura 8. Diffusione trasversale adottata per la frenatura/avviamento sul rilevato.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	20 di 75

IMP 1:(Frenatura max)	IMP 2: (primo:Fren max + secondo:Avviamento max)				IMP 3: (Frenatura max)			
Binario	F	c	F=F*c	B	F/B	a	F/B*a	/A=11.83
-	kN/ml	-	kN/ml	m	kN/ml/mt	m	kN/ml	kN/ml/mt
1	35	1.00	35.00	7.79	4.49	1.18	5.30	
2	35	1.00	35.00	7.79	4.49	7.79	35.00	
3	33	1.00	33.00	7.79	4.24	7.79	33.00	
4	35	1.00	35.00	7.79	4.49	1.04	4.67	
			138.00			somma	77.97	6.59

Con $H=4.34$ m, si ha:

$$L=H/\tan 30^{\circ}=7.52 \text{ m}$$

$$Q_{ik}=6.59 \cdot 7.52 = 49.55 \text{ kN}$$

8.5 Centrifuga

Essendo i binari in rettilineo, la forza centrifuga è nulla.

8.6 Serpeggio

Non considerata (le ipotesi fatte sulla parte introduttiva del capitolo 8 riguardo l'analisi dei carichi dei tre impalcati sono a vantaggio di sicurezza).

8.7 Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura

Gli effetti dell'interazione vengono trascurati in favore di sicurezza. Trascurare tale effetto equivale a trasferire per intero le forze orizzontali di frenatura ed avviamento alle sottostrutture, rinunciando quindi all'effetto favorevole di ripartizione di una quota delle stesse ai rilevati mediante la continuità della rotaia.

Le azioni di frenatura ed avviamento dei treni si assumono uniformemente distribuite su tutta la lunghezza dell'impalcato.

8.8 Azione sismica

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera.

Sulla base dei risultati delle prove MASW ed SPT, secondo quanto riportato nelle NTC08, il terreno ricade in **categoria C**, poiché la maggior parte dei valori ottenuti per $V_{s,30}$ è compreso tra 180 m/s e 360 m/s. Per quanto riguarda la categoria topografica, nella zona in esame non si hanno pendii particolarmente inclinati, pertanto la categoria sarà T_1 . In funzione della categoria topografica si attribuisce al coefficiente di amplificazione topografica un valore $S_T = 1.00$.

Tabella 1. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (NTC 2008).

	Infrastrutture
<i>Categoria sottosuolo</i>	C
<i>Categoria topografica</i>	T_1
<i>Coefficiente C_c</i>	1.57
<i>Coeff. Amplificazione stratigrafica S_s</i>	1.50
<i>Coeff. Amplificazione topografica S_t</i>	1.00
<i>Coefficiente S</i>	$S_s \cdot S_t$
	1.5

Il valore dell'accelerazione di picco in funzione delle caratteristiche sismiche del sito (a_g) e degli effetti locali (stratigrafia e topografia) sarà dunque pari a:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Tabella 2. Accelerazione massima.

	Infrastrutture
S_s	1.50
S_t	1.00
$S = S_s \cdot S_t$	1.50
a_g (g)	0.046
a_{\max} (g)	0.069

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	22 di 75

8.9 Riepilogo dei carichi trasmessi dall'impalcato

Sono qui riassunte tutte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in corrispondenza del piano appoggi alla quota di sommità del muro di testata.

Tabella 3. Azioni trasmesse dall'impalcato riferite al baricentro appoggi.

	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	
g1	0.0	0.0	2073.5	0.0	0.0	peso proprio impalcato
g2	0.0	-0.2	1262.8	0.0	0.0	permanenti portati
e2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ritiro
e3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	carico termico
q1.1	0.0	0.0	3607.0	0.0	0.0	carico mobile - LM71 + SW/2
q1.2	0.0	0.0	1803.5	9726.3	0.0	carico mobile - SW2
q3	651.1	0.0	0.0	0.0	-1256.7	frenatura
q4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	azione centrifuga
q5	0.0	75.3	0.0	238.8	0.0	azione del vento trasversale
q6.1x	267.2	0.0	0.0	0.0	-195.1	sisma longitudinale
q6.1y	0.0	267.2	0.0	195.1	0.0	sisma trasversale
q6.1z	0.0	0.0	55.4	0.0	-131.9	sisma verticale
q7	277.7	0.0	0.0	0.0	0.0	azione parassita dei vincoli

8.10 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Coulomb, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot K \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso.

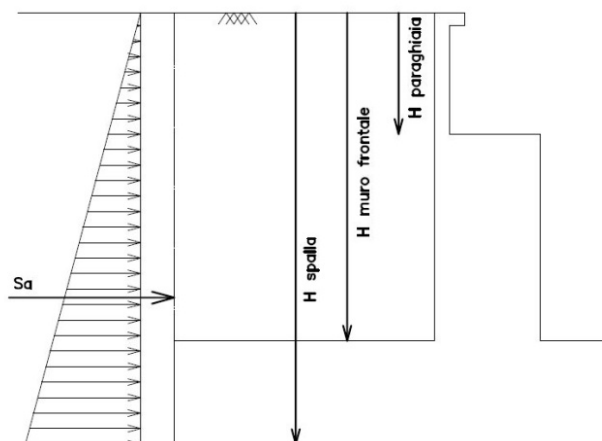


Figura 9. Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno.

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta del terreno a riposo è stata valutata con il coefficiente di spinta a riposo $K_0=1-\sin\phi$, mentre in condizioni sismiche è stato considerato il coefficiente di spinta attiva K_a per il contributo di spinta statica.

		intradosso plinto	base muro frontale		
γ	=	20.00	20.00	kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
ϕ	=	38.00	38.00	°	angolo di attrito del terreno
δ	=	0.00	0.00	°	angolo di attrito del terreno-muro
K_a	=	0.238	0.238		coefficiente di spinta attiva (Coulomb)
K_0	=	0.384	0.384		coefficiente di spinta a riposo
K_p	=	4.204	4.204		coefficiente di spinta passiva (Coulomb)
K_{monte}	=	0.384	0.384		coefficiente di spinta monte adottato
K_{valle}	=	0.000	0.000		coefficiente di spinta valle adottato
H	=	4.51	3.21	m	altezza di spinta a monte terreno (rispetto a intradosso plinto)
H _{valle}	=	0.00	0.00	m	altezza di spinta a valle terreno (rispetto a intradosso plinto)
B	=	26.30	26.30	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
F	=	2056.00	1041.55		Spinta del terreno monte
F _x	=	2056.0	1041.5	kN	spinta del terreno componente x
F _z	=	0.00	0.00		spinta del terreno componente z

8.11 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente non strutturale (ballast)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q=46.87 \text{ kN/m}^2$. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=K_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

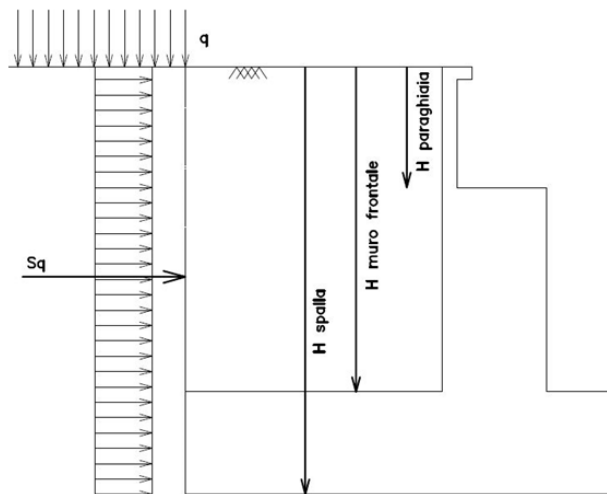


Figura 10. Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale.

		intradosso plinto	base muro frontale		
Incremento di spinta					
q	=	46.87	46.87	kPa	sovraccarico ferroviario
ϕ	=	38.00	38.00	°	angolo di attrito del terreno
K	=	0.384	0.384		coefficiente di spinta
H	=	4.51	3.21	m	altezza di spinta terreno
B	=	26.30	26.30	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
Fx	=	2136.69	1520.79	kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
x	=	0.00	1.45	m	coordinata x punto di applicazione
y	=	0.00	0	m	coordinata y punto di applicazione
z	=	-2.26	-2.91	m	coordinata z punto di applicazione
Incremento di azione verticale					
Bx	=	1.80	-	m	lunghezza del plinto interessata dal sovraccarico
Fz	=	2218.83	-	kN	risultante verticale sovraccarico
x	=	0.55	-	m	coordinata x punto di applicazione
y	=	0.00	-	m	coordinata y punto di applicazione
z	=	-1.30	-	m	coordinata z punto di applicazione

8.12 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica può essere calcolata con la teoria di **Mononobe-Okabe**, risultando in un valore di spinta al metro pari a ΔS_s , applicato ad una quota pari ad $H/2$ nel caso di muro impedito di traslare (β_m è stato considerato unitario). Quando si considera la spinta sismica il contributo di spinta statica è stato considerato mediante il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta attiva sismico di Mononobe-Okabe K_{ac} per l'incremento di spinta dovuto al contributo sismico.

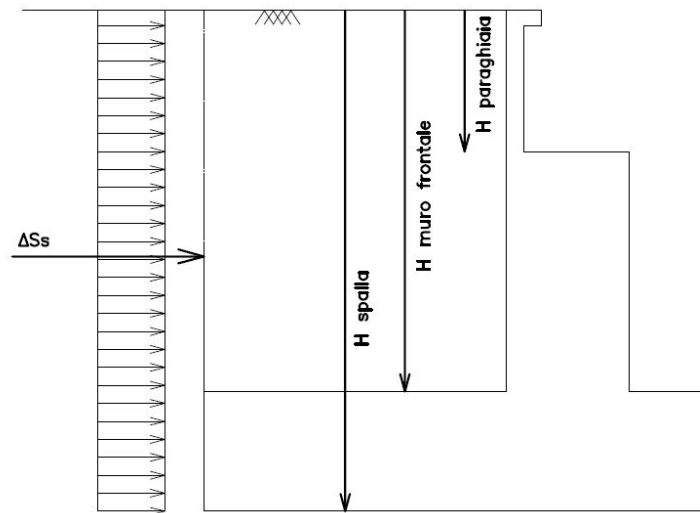


Figura 11. Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica.

		intradosso	base muro		
		plinto	frontale		
γ	=	20.00	20.00	kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
H	=	4.51	3.21	m	altezza di spinta terreno
B	=	26.30	26.30	m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
ΔP	=	704.52	356.90		incremento di spinta in fase sismica (ipotesi di struttura rigida)
Ipotesi di struttura flessibile (Mononobe-Okabe)					
ϕ	=	38	38	°	angolo di attrito
ψ	=	90	90	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
β	=	0	0	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
δ	=	0	0	°	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
θ	=	3.65	3.65	°	angolo definito per livello falda al di sotto dell'opera di sostegno $\tan(\theta) = Kh/(1+Kv)$
K1	=	0.271	0.271		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \theta$
K2	=	0.684	0.684		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \theta$
K	=	0.271	0.271		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	=	1496	758	kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
ΔS	=	223.31	113.13	kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato					
ΔP	=	223.31	113.13	kN	incremento di spinta terreno in fase sismica
x	=	0.00	1.45	m	coordinata x punto di applicazione
y	=	0.00	0	m	coordinata y punto di applicazione
z	=	-2.26	-2.91	m	coordinata z punto di applicazione

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	26 di 75

8.13 Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$, $k_v = \pm 0.5 k_h$ con $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$. Il coefficiente β_m è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno perché fondata su micropali.

	forza d'inerzia	coordinata x punto di applicazio ne	coordinata y punto di applicazio ne	coordinata z punto di applicazio ne
	Fi	x	y	z
plinto	219.5	1.95	0.00	-0.65
muro frontale	134.4	2.20	0.00	-2.34
paraghiaia	17.3	1.63	0.00	-3.94
muro laterale sx	2.5	0.55	12.95	-2.34
muro laterale dx	2.5	0.55	-12.95	-2.34
bandiera sx	0.0	0.00	0.00	0.00
bandiera dx	0.0	0.00	0.00	0.00
baggioli	14.4	2.38	0.00	-3.52
elemento 1	0.0	2.38	0.00	-3.83
elemento 2	0.0	0.00	0.00	0.00
terreno su plinto a tergo del muro fror	100.0	0.73	0.00	-2.34
terreno su plinto suola di valle	32.9	3.425	0	-1.8
risultante intradosso plinto	490.5	1.76	0.00	-1.67
risultante base muro frontale	171.0	2.11	0.00	-2.60



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	27 di 75

8.14 Resistenze parassite nei vincoli

Si utilizzano apparecchi di appoggio in neoprene armato fissi, con schema a cerniera – cerniera, pertanto le resistenze parassite nei vincoli non sono state considerate.

9 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Figura 12. Estratto di NTC08, punto 2.5.3 “Combinazione delle azioni”.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 13. Estratto di NTC08, tab. 5.2.V.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 14. Estratto di NTC08, tab. 5.2.VI.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	32 di 75

22 23 24 25 26 27 28

SLU q5.2 SLU q5.3 SLU q5.4 SLU q5.5 SLU q5.6 SLU q5.7 SLU q5.8

	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
peso proprio impalcato g1-imp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
peso proprio spalla g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
permanenti portati su impalcato g2-imp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
terreno su plinto spalla g2-sp	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
spinta del terreno su spalla g3-sp	-0.72	0.72	-0.72	0.72	-0.72	0.72	-0.72
ritiro e2-imp	1.16	1.16	1.16	0	0	0	0
carico termico differenziale e3-imp	0	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16
configurazione di carico 1 q1.1-imp	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16
configurazione di carico 2 q1.2-imp	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
effetti del sovraccarico variabile sulla spalla q1t-sp	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16
frenatura su impalcato q3-imp	1.50	-1.50	-1.50	1.50	1.50	-1.50	-1.50
azione centrifuga/serpeggio su impalcato q4-imp	0	0	0	0	0	0	0
azione del vento trasversale su impalcato q5-imp	0	0	0	0	0	0	0
sisma 1 impalcato q6.1x-imp	0	0	0	0	0	0	0
sisma 2 impalcato q6.1y-imp	0	0	0	0	0	0	0
sisma 3 impalcato q6.1z-imp	0	0	0	0	0	0	0
incremento di spinta terreno in fase sismica q6.1x-sp	0	0	0	0	0	0	0
forze d'inerzia longitudinali q6.2x-sp	0	0	0	0	0	0	0
forze d'inerzia trasversali q6.2y-sp	0	0	0	0	0	0	0
forze d'inerzia verticali q6.2z-sp	0	0	0	0	0	0	0
azione parassita dei vincoli q7-imp	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90

29 30 31 32 33 34 35 36

SL Ex.1 SL Ex.2 SL Ex.3 SL Ex.4 SL Ex.5 SL Ex.6 SL Ex.7 SL Ex.8

peso proprio impalcato g1-imp	1	1	1	1	1	1	1
peso proprio spalla g1-sp	1	1	1	1	1	1	1
permanenti portati su impalcato g2-imp	1	1	1	1	1	1	1
terreno su plinto spalla g2-sp	1	1	1	1	1	1	1
spinta del terreno su spalla g3-sp	1	1	1	1	1	1	1
ritiro e2-imp	1	1	1	1	1	1	1
carico termico differenziale e3-imp	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
configurazione di carico 1 q1.1-imp	0	0	0	0	0	0	0
configurazione di carico 2 q1.2-imp	0	0	0	0	0	0	0
effetti del sovraccarico variabile sulla spalla q1t-sp	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
frenatura su impalcato q3-imp	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
azione centrifuga/serpeggio su impalcato q4-imp	0	0	0	0	0	0	0
azione del vento trasversale su impalcato q5-imp	0	0	0	0	0	0	0
sisma 1 impalcato q6.1x-imp	1	1	1	1	-1	-1	-1
sisma 2 impalcato q6.1y-imp	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30
sisma 3 impalcato q6.1z-imp	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30
incremento di spinta terreno in fase sismica q6.1x-sp	1	1	1	1	-1	-1	-1
forze d'inerzia longitudinali q6.2x-sp	1	1	1	1	-1	-1	-1
forze d'inerzia trasversali q6.2y-sp	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30
forze d'inerzia verticali q6.2z-sp	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30
azione parassita dei vincoli q7-imp	0	0	0	0	0	0	0

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	34 di 75

	53	54	55	56	57	58	59
	SLE FR1	SLE FR2	SLE QP	SLE C1	SLE C2	SLE C3	SLE C4
peso proprio impalcato g1-imp	1	1	1	1	1	1	1
peso proprio spalla g1-sp	1	1	1	1	1	1	1
permanenti portati su impalcato g2-imp	1	1	1	1	1	1	1
terreno su plinto spalla g2-sp	1	1	1	1	1	1	1
spinta del terreno su spalla g3-sp	1	1	1	1	1	1	1
ritiro e2-imp	1	1	1	1	1	1	1
carico termico differenziale e3-imp	0.60	0.60	0.50	0.60	0.60	0.60	1.00
configurazione di carico 1 q1.1-imp	0.80	0	0	1.00	1.00	0.80	0.80
configurazione di carico 2 q1.2-imp	0	0	0	0	0	0	0
effetti del sovraccarico variabile sulla spalla q1t-sp	0.80	0	0	1	1	0.8	0.8
frenatura su impalcato q3-imp	0.8	0	0	0.5	1	0.4	0.4
azione centrifuga/serpeggio su impalcato q4-imp	0.8	0	0	1	0.5	0.8	0.8
azione del vento trasversale su impalcato q5-imp	0	0.50	0	0.60	0.60	1.00	0.60
sisma 1 impalcato q6.1x-imp	0	0	0	0	0	0	0
sisma 2 impalcato q6.1y-imp	0	0	0	0	0	0	0
sisma 3 impalcato q6.1z-imp	0	0	0	0	0	0	0
incremento di spinta terreno in fase sismica q6.1x-sp	0	0	0	0	0	0	0
forze d'inerzia longitudinali q6.2x-sp	0	0	0	0	0	0	0
forze d'inerzia trasversali q6.2y-sp	0	0	0	0	0	0	0
forze d'inerzia verticali q6.2z-sp	0	0	0	0	0	0	0
azione parassita dei vincoli q7-imp	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60	0.60	0.60



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 MDL1 32 D 26 CL VI 05 00 002 B 35 di 75

10 SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE

A partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione. Si riportano di seguito i dati della palificata in termini di coordinate geometriche dei pali rispetto al baricentro del plinto di fondazione e le azioni risultanti su ciascun palo per le combinazioni di carico di progetto.

La fondazione viene realizzata con una serie di 4 micropali $\Phi 300$, interasse trasversale 0.90m, inclinati tutti di 20° , in maniera alternata, ossia una fila inclinata in avanti e una fila inclinata indietro.

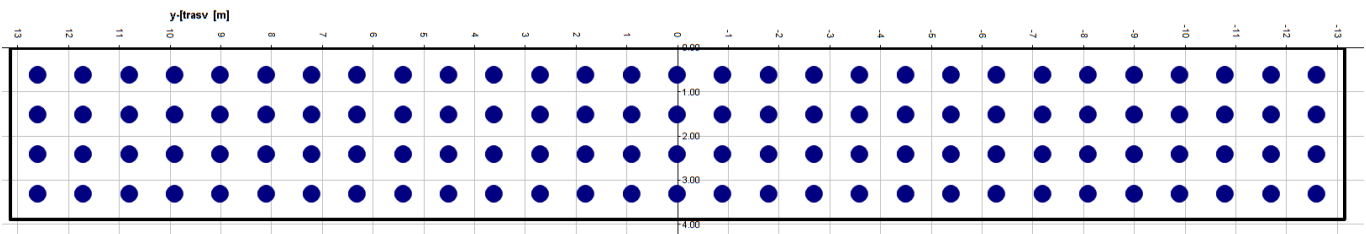


Figura 16. Schema qualitativo geometria pianta fondazione.

Palo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
x [m]	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
y [m]	-0.30	-1.80	-2.70	-3.60	-4.50	-5.40	-6.30	-7.20	-8.10	-9.00	-9.90	-10.80	-11.70	-12.60	-0.30	-1.80	-2.70	-3.60	-4.50	-5.40	-6.30	-7.20	-8.10	-9.00	-9.90
dx [m]	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
dy [m]	1.71	0.81	-0.09	-0.99	-1.89	-2.79	-3.69	-4.59	-5.49	-6.39	-7.29	-8.19	-9.09	-9.99	1.71	0.81	-0.09	-0.99	-1.89	-2.79	-3.69	-4.59	-5.49	-6.39	-7.29
dx ² [m ²]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
dy ² [m ²]	2.9	0.7	0.0	1.0	3.6	7.8	13.6	21.1	30.2	40.9	53.2	67.1	82.7	99.9	2.9	0.7	0.0	1.0	3.6	7.8	13.6	21.1	30.2	40.9	53.2
di	1.7	0.8	0.1	1.0	1.9	2.8	3.7	4.6	5.5	6.4	7.3	8.2	9.1	10.0	1.9	1.1	0.8	1.3	2.0	2.9	3.8	4.7	5.5	6.4	7.3
di ²	2.9	0.7	0.0	1.0	3.6	7.8	13.7	21.1	30.2	40.9	53.2	67.1	82.7	99.9	3.5	1.3	0.6	1.6	4.2	8.4	14.3	21.7	30.8	41.5	53.8

Palo	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
x [m]	1.50	1.50	1.50	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
y [m]	-9.90	-10.80	-11.70	-12.60	-0.30	-1.80	-2.70	-3.60	-4.50	-5.40	-6.30	-7.20	-8.10	-9.00	-9.90	-10.80	-11.70	-12.60	-0.30	-1.80	-2.70	-3.60	-4.50	-5.40	-6.30	-7.20
dx [m]	0.79	0.79	0.79	0.79	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
dy [m]	-7.29	-8.19	-9.09	-9.99	1.71	0.81	-0.09	-0.99	-1.89	-2.79	-3.69	-4.59	-5.49	-6.39	-7.29	-8.19	-9.09	-9.99	1.71	0.81	-0.09	-0.99	-1.89	-2.79	-3.69	-4.59
dx ² [m ²]	0.6	0.6	0.6	0.6	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7
dy ² [m ²]	53.2	67.1	82.7	99.9	2.9	0.7	0.0	1.0	3.6	7.8	13.6	21.1	30.2	40.9	53.2	67.1	82.7	99.9	2.9	0.7	0.0	1.0	3.6	7.8	13.6	21.1
di	7.3	8.2	9.1	10.0	2.4	1.9	1.7	2.0	2.5	3.3	4.1	4.9	5.7	6.6	7.5	8.4	9.2	10.1	3.1	2.7	2.6	2.8	3.2	3.8	4.5	5.3
di ²	53.8	67.7	83.3	100.5	5.8	3.5	2.9	3.8	6.4	10.6	16.5	23.9	33.0	43.7	56.0	70.0	85.5	102.7	9.6	7.3	6.7	7.7	10.3	14.5	20.3	27.8

Palo	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
x [m]	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
y [m]	-8.10	-9.00	-9.90	-10.80	-11.70	-12.60	0.30	1.80	2.70	3.60	4.50	5.40	6.30	7.20	8.10	9.00	9.90	10.80	11.70	12.60	0.30	1.80	2.70	3.60	4.50
dx [m]	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
dy [m]	-5.49	-6.39	-7.29	-8.19	-9.09	-9.99	3.51	4.41	5.31	6.21	7.11	8.01	8.91	9.81	10.71	11.61	12.51	13.41	14.31	15.21	3.51	4.41	5.31	6.21	7.11
dx ² [m ²]	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
dy ² [m ²]	30.2	40.9	53.2	67.1	82.7	99.9	12.3	19.4	28.2	38.5	50.5	64.1	79.3	96.2	114.6	134.7	156.4	179.7	204.7	231.2	12.3	19.4	28.2	38.5	50.5
di	6.1	6.9	7.7	8.6	9.5	10.3	3.5	4.4	5.3	6.2	7.1	8.0	8.9	9.8	10.7	11.6	12.5	13.4	14.3	15.2	3.6	4.5	5.4	6.3	7.2
di ²	36.9	47.6	59.9	73.8	89.4	106.6	12.3	19.4	28.2	38.5	50.5	64.1	79.3	96.2	114.7	134.7	156.4	179.8	204.7	231.3	12.9	20.0	28.8	39.1	51.1

Palo	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100		
x [m]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	3.30	
y [m]	5.40	6.30	7.20	8.10	9.00	9.90	10.80	11.70	12.60	0.30	1.80	2.70	3.60	4.50	5.40	6.30	7.20	8.10	9.00	9.90	10.80	11.70	12.60	0.30	1.80		
dx [m]	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	2.59	2.59	
dy [m]	8.01	8.91	9.81	10.71	11.61	12.51	13.41	14.31	15.21	3.51	4.41	5.31	6.21	7.11	8.01	8.91	9.81	10.71	11.61	12.51	13.41	14.31	15.21	16.11	17.01	17.91	
dx ² [m ²]	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	6.7	6.7
dy ² [m ²]	64.1	79.3	96.2	114.6	134.7	156.4	179.7	204.7	231.2	12.3	19.4	28.2	38.5	50.5	64.1	79.3	96.2	114.6	134.7	156.4	179.7	204.7	231.2	12.3	19.4	28.2	
di	8.0	8.9	9.8	10.7	11.6	12.5	13.4	14.3	15.2	3.9	4.7	5.6	6.4	7.3	8.2	9.1	10.0	10.8	11.7	12.6	13.5	14.4	15.3	16.2	17.1	18.0	
di ²	64.7	80.0	96.8	115.3	135.3	157.0	180.4	205.3	231.9	15.1	22.3	31.0	41.4	53.4	67.0	82.2	99.0	117.5	137.6	159.3	182.6	207.5	234.1	19.0	26.1	34.1	



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
MDL1 32 D 26 CL VI 05 00 002 B 36 di 75

Palo	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116				Σ
x [m]	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	0.60	1.50	2.40	3.30				
y [m]	2.70	3.60	4.50	5.40	6.30	7.20	8.10	9.00	9.90	10.80	11.70	12.60	0.00	0.00	0.00	0.00				
dx [m]	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	-0.11	0.79	1.69	2.59				
dy [m]	5.31	6.21	7.11	8.01	8.91	9.81	10.71	11.61	12.51	13.41	14.31	15.21	2.61	2.61	2.61	2.61				
dx² [m ²]	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	6.7	0.0	0.6	2.8	6.7				294.7
dy² [m ²]	28.2	38.5	50.5	64.1	79.3	96.2	114.6	134.7	156.4	179.7	204.7	231.2	6.8	6.8	6.8	6.8				7365.5
di	5.9	6.7	7.6	8.4	9.3	10.1	11.0	11.9	12.8	13.7	14.5	15.4	2.6	2.7	3.1	3.7				820.5
di²	34.9	45.2	57.2	70.8	86.0	102.3	121.3	141.4	163.1	186.4	211.4	237.3	6.8	7.4	9.6	13.5				7660.2

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO BARICENTRO PALI

Coordinate baricentro pali

x = 1.95 m coordinata x
 y = 0.00 m coordinata y
 z = 0.00 m coordinata z

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
g1-imp	0.0	0.0	2073.5	0.0	-891.6	peso proprio impalcato
g1-sp	0.0	0.0	5930.1	0.0	-421.7	peso proprio spalla
g2-imp	0.0	-0.2	1262.8	-0.9	-543.0	permanenti portati su impalcato
g2-sp	0.0	0.0	2018.9	0.0	1123.9	terreno su plinto spalla
g3-sp	2056.0	0.0	0.0	0.0	-3090.9	spinta del terreno su spalla
e2-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ritiro
e3-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	carico termico differenziale
q1.1-imp	0.0	0.0	3607.0	0.0	-1551.0	carico mobile - SW/2
q1.2-imp	0.0	0.0	1803.5	9726.3	-775.5	carico mobile - LM71
q1t-sp	2136.7	0.0	2218.8	0.0	-1711.9	effetti del sovraccarico variabile sulla spalla
q3-imp	651.1	0.0	0.0	0.0	-3747.3	frenatura su impalcato
q4-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	azione centrifuga su impalcato
q5-imp	0.0	75.3	0.0	527.0	0.0	azione del vento trasversale su impalcato
q6.1x-imp	267.2	0.0	0.0	0.0	-1217.1	sisma 1 impalcato
q6.1y-imp	0.0	267.2	0.0	1217.1	0.0	sisma 2 impalcato
q6.1z-imp	0.0	0.0	55.4	0.0	-155.7	sisma 3 impalcato
q6.1x-sp	223.3	0.0	0.0	0.0	-503.6	incremento di spinta terreno in fase sismica
q6.2x-sp	490.5	0.0	0.0	0.0	-820.3	forze d'inerzia longitudinali
q6.2y-sp	0.0	490.5	0.0	820.3	0.0	forze d'inerzia trasversali
q6.2z-sp	0.0	0.0	245.3	0.0	47.6	forze d'inerzia verticali
q7-imp	277.7	0.0	0.0	0.0	-1062.3	azione parassita dei vincoli

Tali azioni combinate con i coefficienti riportati in precedenza determinano le sollecitazioni di progetto nel baricentro del plinto a quota intradosso.

Tabella 4. Sollecitazioni sulla palificata per le varie combinazioni di carico.

	Carichi a intradosso plinto					Azioni sui singoli pali		
	Fz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	My [kN m]	Mx [kN m]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	V [kN]
SLU q1.1	23 695	7 068	68	-16 289	474	211	60	61
SLU q1.2	23 695	7 068	68	-16 289	474	211	60	61
SLU q1.3	23 695	7 068	-68	-16 289	-477	212	61	61
SLU q1.4	23 695	7 068	-68	-16 289	-477	212	61	61
SLU q1.5	21 080	7 068	68	-15 164	14 578	207	19	61
SLU q1.6	21 080	7 068	68	-15 164	14 578	207	19	61
SLU q1.7	21 080	7 068	-68	-15 164	13 626	206	21	61
SLU q1.8	21 080	7 068	-68	-15 164	13 626	206	21	61
SLU q3.1	23 695	6 596	-68	-13 572	-477	210	85	57
SLU q3.2	21 080	6 599	-68	-12 466	13 626	205	44	57
SLU q4.1	23 695	6 596	68	-13 572	474	210	84	57
SLU q4.2	21 080	6 599	68	-12 466	14 578	206	42	57
SLU e2.1	18 465	6 124	-68	-8 606	-477	163	83	53
SLU e2.2	18 465	6 124	-68	-8 606	-477	163	83	53
SLU e2.3	18 465	6 124	68	-8 606	474	163	83	53
SLU e2.4	18 465	6 124	68	-8 606	474	163	83	53
SLU e2.5	22 006	5 882	68	-12 083	474	195	83	51
SLU e2.6	22 006	5 882	68	-12 083	474	195	83	51
SLU e2.7	19 914	5 882	68	-11 183	11 757	192	49	51
SLU e2.8	19 914	5 882	68	-11 183	11 757	192	49	51
SLU q5.1	22 006	5 882	113	-12 083	792	195	82	51
SLU q5.2	22 006	5 882	113	-12 083	792	195	82	51
SLU q5.3	22 006	5 882	-114	-12 083	-794	196	83	51
SLU q5.4	22 006	5 882	-114	-12 083	-794	196	83	51
SLU q5.5	19 914	5 882	113	-11 183	12 074	192	49	51
SLU q5.6	19 914	5 882	113	-11 183	12 074	192	49	51
SLU q5.7	19 914	5 882	-114	-11 183	10 489	190	52	51
SLU q5.8	19 914	5 882	-114	-11 183	10 489	190	52	51

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	38 di 75

SL Ex.1	11 829	3 595	227	-7 495	611	106	35	31
SL Ex.2	11 829	3 595	-228	-7 495	-613	106	35	31
SL Ex.3	11 648	3 595	227	-7 430	611	104	34	31
SL Ex.4	11 648	3 595	-228	-7 430	-613	105	34	31
SL Ex.5	11 829	1 632	227	-2 408	611	104	80	14
SL Ex.6	11 829	1 632	-228	-2 408	-613	104	80	14
SL Ex.7	11 648	1 632	227	-2 343	611	102	79	14
SL Ex.8	11 648	1 632	-228	-2 343	-613	103	79	14

SL Ey.1	11 829	2 908	758	-5 715	2 039	107	48	26
SL Ey.2	11 829	2 319	758	-4 188	2 039	106	61	21
SL Ey.3	11 648	2 908	758	-5 650	2 039	105	47	26
SL Ey.4	11 648	2 319	758	-4 123	2 039	105	60	21
SL Ey.5	11 829	2 908	-759	-5 715	-2 041	108	49	26
SL Ey.6	11 829	2 319	-759	-4 188	-2 041	108	62	21
SL Ey.7	11 648	2 908	-759	-5 650	-2 041	107	48	26
SL Ey.8	11 648	2 319	-759	-4 123	-2 041	106	61	21

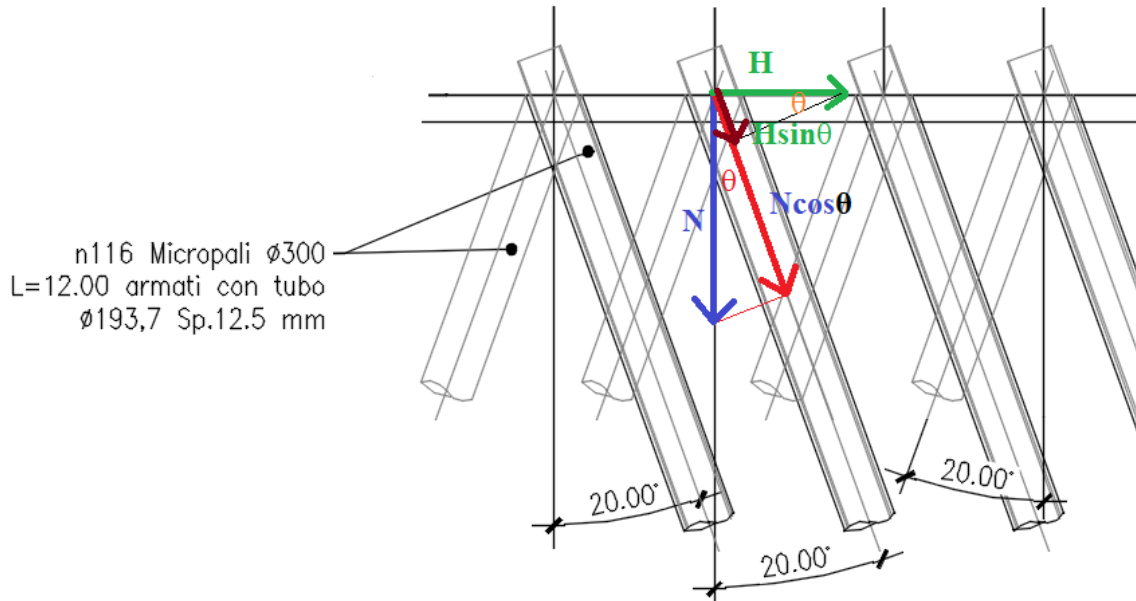
SL Ez.1	12 039	2 908	227	-5 791	611	107	52	25
SL Ez.2	12 039	2 319	227	-4 264	611	106	65	20
SL Ez.3	12 039	2 908	-228	-5 791	-613	107	52	25
SL Ez.4	12 039	2 319	-228	-4 264	-613	107	66	20
SL Ez.5	11 437	2 908	227	-5 574	611	102	48	25
SL Ez.6	11 437	2 319	227	-4 047	611	101	62	20
SL Ez.7	11 437	2 908	-228	-5 574	-613	102	49	25
SL Ez.8	11 437	2 319	-228	-4 047	-613	101	62	20

SLE fr1	15 955	4 425	0	-9 967	-1	141	50	38
SLE fr2	11 295	2 195	38	-4 359	263	99	59	19
SLE qp	11295	2195	0	-4359	-1	99	59	19
SLE c1	17120	4685	45	-9602	316	152	63	40
SLE c2	17 120	5 011	45	-11 476	316	152	46	43
SLE c3	15 955	4 193	75	-8 575	528	142	61	36
SLE c4	15 955	4 193	45	-8 575	316	141	62	36

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	39 di 75

Le azioni più gravose sul micropalo sono state calcolate scomponendo le azioni verticali e orizzontali secondo l'inclinazione θ :



$$N_{\max} = (N/n_p + M/W_{\min}) \cos \theta + H/n_p \sin \theta$$

$$N_{\min} = (N/n_p - M/W_{\min}) \cos \theta - H/n_p \sin \theta$$

$$V = H/n_p \cos \theta + (N/n_p + M/W_{\min}) \sin \theta$$

Tabella 5. Sollecitazioni più gravose sui micropali.

	Carichi a intradosso plinto					Azioni sui singoli pali		
	Fz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	My [kN m]	Mx [kN m]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	V [kN]
						212	19	61
						199	17	72
						21	21	57
	Azioni max/min per palo inclinato di $\theta(^{\circ})$					220	38	15

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	40 di 75

10.1 Verifica del micropalo

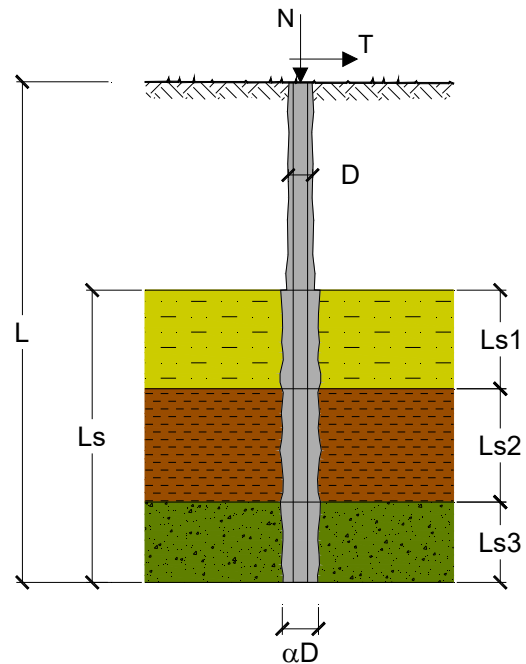
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO





OPERA: Spalla ponte travi incorporate VI05

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N_{Ed} (kN)	220.00	0.00	220.00
V_{Ed} (kN)	15.00	0.00	15.00



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

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ζ_r	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_f	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	41 di 75

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

<input type="checkbox"/> IPE	<input type="checkbox"/> INP	<input type="checkbox"/> HEA	<input type="checkbox"/> HEB	<input type="checkbox"/> HEM	<input checked="" type="checkbox"/> Tubi	<input type="checkbox"/> ALTRO
<input type="text" value="IPE 180"/>	<input type="text" value="INP 160"/>	<input type="text" value="HEA 300"/>	<input type="text" value="HEB 160"/>	<input type="text" value="HEM 200"/>	<input type="text" value="ø193,7 x 12,0"/>	

ø193,7 x 12,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6850 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.839E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 293 154 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 10.0 (MN/m³)

Il valore di input di k (coefficiente di Winkler) è stato considerato relativamente basso a vantaggio di sicurezza e a tal proposito il micropalo si ritiene del tipo IGU, quindi si è posto un minimo di $\alpha=1.1$ per il calcolo del diametro equivalente del bulbo $D_{si} = \alpha \cdot D$.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	42 di 75

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_s	1.5 V_s
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 V_s	1.5 V_s
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) V_s	(1.5 - 2) V_s
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_s per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) V_s per strati poco fratturati; 2 V_s o più per strati fratturati	

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
SG	4.20	1.10	0.33	0.060	0.060	0.031	133.63
GS"	4.00	1.10	0.33	0.060	0.060	0.031	127.27
SG	3.80	1.10	0.33	0.070	0.070	0.036	141.06

$L_s = 12.00$ (m) $QI = 401.96$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot QI$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 40.20$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + QI$

$Qlim = 442.16$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 2.01$

La scelta di s_i (MPa) resistenza tangenziale è stata fatta considerando un valore medio tra il valore ottenuto dal grafico corrispondente mostrato sotto, il valore di pressione laterale σ_h di Terzaghi e quello medio fornito dalla tabella 5-3 della FHWA Micropile Design & Construction.

Table 5-3. Summary of Typical α_{bond} (Grout-to-Ground Bond) Values for Micropile Design.

Soil / Rock Description	Grout-to-Ground Bond Ultimate Strengths, kPa (psi)			
	Type A	Type B	Type C	Type D
Silt & Clay (some sand) (soft, medium plastic)	35-70 (5-10)	35-95 (5-14)	50-120 (5-17.5)	50-145 (5-21)
Silt & Clay (some sand) (stiff, dense to very dense)	50-120 (5-17.5)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-190 (14-27.5)
Sand (some silt) (fine, loose-medium dense)	70-145 (10-21)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95- 240 (14-35)
Sand (some silt, gravel) (fine-coarse, med.-very dense)	95-215 (14-31)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
Gravel (some sand) (medium-very dense)	95-265 (14-38.5)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
Glacial Till (silt, sand, gravel) (medium-very dense, cemented)	95-190 (14-27.5)	95-310 (14-45)	120-310 (17.5-45)	120-335 (17.5-48.5)
Soft Shales (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	205-550 (30-80)	N/A	N/A	N/A
Slates and Hard Shales (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	515-1,380 (75-200)	N/A	N/A	N/A
Limestone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1,035-2,070 (150-300)	N/A	N/A	N/A
Sandstone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	520-1,725 (75.5-250)	N/A	N/A	N/A
Granite and Basalt (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	1,380-4,200 (200-609)	N/A	N/A	N/A

Type A: Gravity grout only

Type B: Pressure grouted through the casing during casing withdrawal

Type C: Primary grout placed under gravity head, then one phase of secondary "global" pressure grouting

Type D: Primary grout placed under gravity head, then one or more phases of secondary "global" pressure grouting

Figura 17. Estratto della tab. 5-3 della FHWA Micropile Design & Construction.

1. $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z = 0.5 \cdot 20 \cdot (z=4\text{m}) = 40 \text{ kPa} \Rightarrow \tau = \sigma_h \cdot \tan\phi = 40 \cdot 0.8 = 32 \text{ kPa}$ (Terzaghi);
2. FHWA (sabbia) $\Rightarrow \tau = 70 \text{ MPa}$;
3. grafico mostrato sotto a seguire $\Rightarrow \tau = 160 \text{ MPa}$ (ritenuto eccessivo e quindi scartato).

Il valore della resistenza tangenziale τ all'interfaccia fra la zona iniettata e il terreno viene nominata anche s_i e può essere ottenuto dall'abaco mostrato nella figura sotto.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	44 di 75

Indicazioni per la scelta del valore di s		
TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

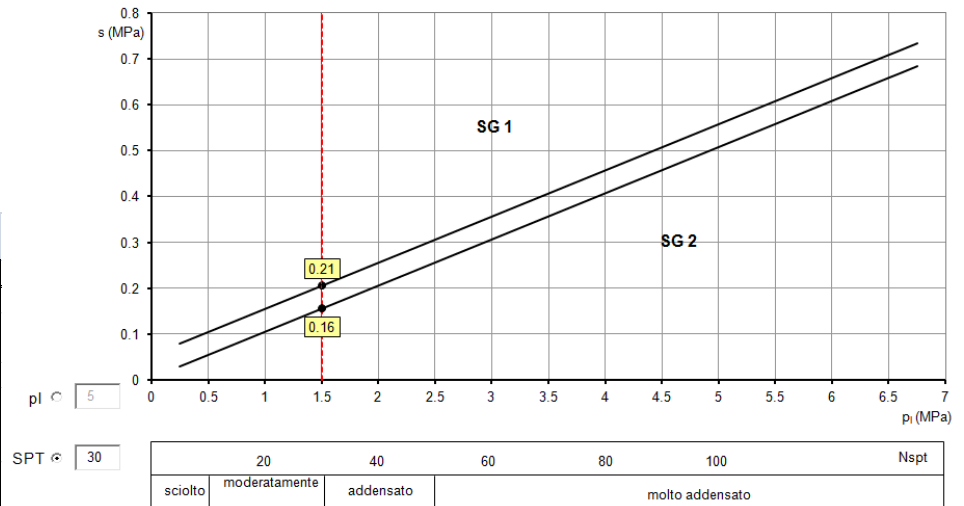


Figura 18. Abaco per la determinazione di s_i (MPa) per terreno sabbioso-ghiaioso-limoso.

Si è scelto di considerare nel calcolo:

- $s_i=0.060$ kPa per gli strati superiori;
- $s_i=0.070$ kPa per gli strati più in profondità.

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{am}$): 1.94 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 6796.77 \quad (MN)$$

$$\eta = 30.89$$

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	45 di 75

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.596 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 12.59 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 75.08 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -10.84 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 4.38 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 75.46 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

11 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

11.1 Azioni trasmesse dal plinto di fondazione e relative sollecitazioni

Sollecitazioni suola di valle

γ_{cls}	25.00 kN/m ³	peso specifico calcestruzzo
B_y	26.30 m	larghezza y plinto di fondazione
B_z	1.30 m	spessore del plinto di fondazione
l_m	0.95 m	lunghezza mensola di monte
P_m	30.88 kN/m	Peso della mensola di valle al metro
N_{max}	220.0 kN	massimo carico sui pali
x	3.30 m	coordinata x allineamento pali interno ponte
e_x	0.85 m	eccentricità carico pali paramento
n_1	29	num pali allineati
F_z	211.7 kN/m	Taglio
M_y	188.5 kNm/m	Momento

Sollecitazioni suola di monte

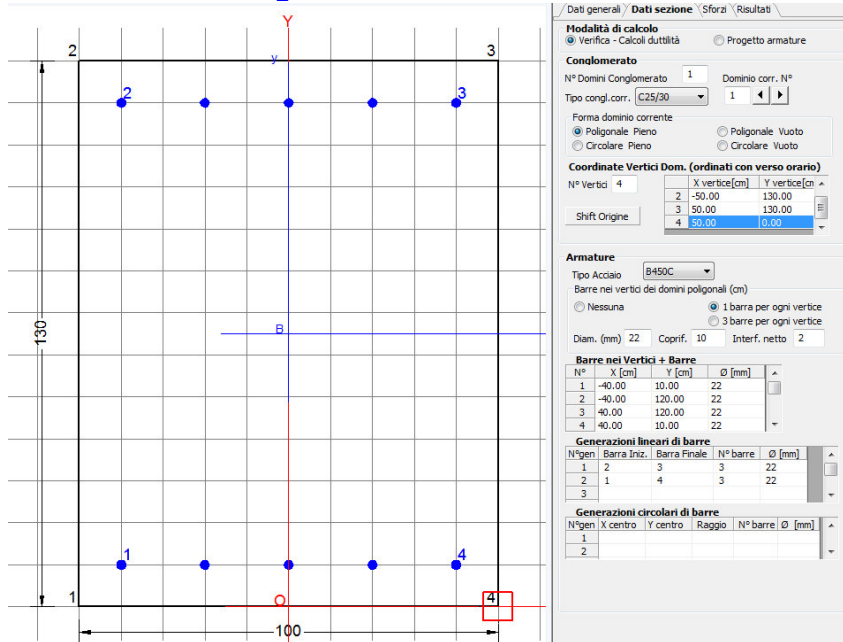
γ_{cls}	25.00 kN/m ³	peso specifico calcestruzzo
B_y	26.30 m	larghezza y plinto di fondazione
B_z	1.30 m	spessore del plinto di fondazione
H_z	2.07 m	altezza ricoprimento a tergo spalla
l_m	1.45 m	lunghezza mensola
γ_t	20.00 kN/m ³	peso specifico terreno a tergo spalla
P_{pt}	60 kN/m	Peso del terreno a tergo spalla al metro
P_{pm}	47.13 kN/m	Peso della mensola di monte al metro
e_{xt}	0.725 m	eccentricità del peso del terreno
e_{xm}	0.725 m	eccentricità del peso della mensola di valle
N_{min}	38.0 kN	minimo carico sui pali
x	0.60 m	coordinata x allineamento pali interno ponte
e_x	0.85 m	eccentricità carico pali paramento
n_1	29	num pali allineati
F_z	-65 kN/m	Taglio
M_y	-42 kNm/m	Momento

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	47 di 75

11.2 Verifica strutturale mensola di monte e di valle

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: Fondazione_monte



Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	48 di 75

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	10.0	22
2	-40.0	120.0	22
3	40.0	120.0	22
4	40.0	10.0	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	22
2	1	4	3	22

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-42.00	0.00	65.00	0.00
2	0.00	188.50	0.00	211.70	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	49 di 75

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-42.00	0.00	0.00	-881.13	0.00	20.979	19.0(17.7)
2	S	0.00	188.50	0.00	0.00	881.13	0.00	4.674	19.0(17.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01941	-50.0	0.0	-0.00061	-40.0	10.0	-0.04584	-40.0	120.0
2	0.00350	-0.01941	-50.0	0.0	-0.00061	-40.0	10.0	-0.04584	-40.0	120.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000411186	0.003500000	0.071	0.700
2	0.000000000	-0.000411186	0.003500000	0.071	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]
bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [< 0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	65.00	350.94	120.0	100.0	0.0016	0.00
2	S	211.70	350.94	120.0	100.0	0.0016	0.00

Nella mensola di monte della fondazione si prevede armatura minima sotto e sopra uguale pari a $A_s = A_s' = \Phi 22/20\text{cm}$ che soddisfa $A_{s\text{min}} = 0.15\%A_c$.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	50 di 75

12 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Si riportano di seguito le azioni agenti sul muro frontale della spalla.

12.1 Azioni trasmesse al muro frontale e relative sollecitazioni

Peso proprio (g1)

γ_{cls}	=	25.00 kN/m ³	peso specifico calcestruzzo
g1.2	=	51.8 kN/m	muro frontale
g1.3	=	10.0 kN/m	muro paraghiaia
ex1.3	=	-0.33 m	eccentricità muro paraghiaia rispetto al baricentro muro frontale
g1.8	=	218.2 kN	baggioli
ex1.8	=	0.42 m	eccentricità baggioli rispetto al baricentro muro frontale

Spinta del terreno (g3)

		base muro frontale	
γ	=	20.0 kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
ϕ	=	38.0 °	angolo di attrito del terreno
δ	=	0.0 °	angolo di attrito del terreno-muro
Ka	=	0.238	coefficiente di spinta attiva
K0	=	0.384	coefficiente di spinta a riposo
K	=	0.384	coefficiente di spinta adottato
H	=	3.2 m	altezza di spinta terreno (rispetto spiccatto muro frontale)
B	=	1.0 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
F	=	39.60 kN/m	Spinta del terreno
Fx	=	39.60 kN/m	componente x della spinta del terreno
Fz	=	0.00 kN/m	componente z della spinta del terreno
ez3	=	1.1 m	eccentricità spinta orizzontale (rispetto spiccatto muro frontale)
ex3	=	0.75 m	eccentricità spinta verticale (rispetto spiccatto muro frontale)

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	51 di 75

Effetti del sovraccarico ferroviario sul rilevato (q1.t)

base muro
frontale

Incremento di spinta

q	=	46.87 kPa	sovraccarico ferroviario
ϕ	=	38.00 °	angolo di attrito del terreno
K	=	0.384	coefficiente di spinta
H	=	3.21 m	altezza di spinta terreno
B	=	1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
Fx	=	57.82 kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	1.6 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

q	=	14.4 kPa	sovraccarico permanente (ballast)
ϕ	=	38.00 °	angolo di attrito del terreno
K	=	0.38	coefficiente di spinta
H	=	3.21 m	altezza di spinta terreno
B	=	1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
Fx	=	17.77 kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	1.6 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

Azioni sismiche (q6)

parametri sismici

a_g	=	0.044 g	accelerazione di picco
S_S	=	1.500	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	=	1.000	coefficiente di amplificazione topografica
S	=	1.500	
β_m	=	1.000	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
a_{max}	=	0.066 g	accelerazione massima
K_h	=	0.066	coefficiente sismico orizzontale
K_v	=	0.033	coefficiente sismico verticale

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	52 di 75

Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)
Ipotesi di struttura rigida

	base muro frontale	
γ	= 20.00 kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
H	= 3.21 m	altezza di spinta terreno
B	= 1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
ΔP	= 13.57	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi di struttura rigida)
Ipotesi di struttura flessibile		
ϕ	= 38 °	angolo di attrito
ψ	= 90 °	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
β	= 0 °	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
δ	= 0 °	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
θ	= 4 °	angolo definito livello falda al di sotto dell'opera di sostegno $\tan(\theta) = Kh / (1 + Kv)$
K1	= 0.271	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \theta$
K2	= 0.684	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \theta$
K	= 0.271	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	= 29 kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
ΔS	= 4.30 kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato		
ΔP	= 4.30 kN	incremento di spinta terreno in fase sismica
ez6.1	= 1.6 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

Forze d'inerzia (q6.2)

	forza d'inerzia	eccentricità	Momenti	eccentricità	Momenti
	Fi	ez	My	ex	My
muro frontale	5.1	1.04	5.29	0.00	0.00
paraghiaia	0.7	2.64	1.73	-0.58	-0.38
baggioli	14.4	2.22	31.90	0.18	2.59
risultante base muro frontale	20.1		38.9		2.2

	Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]	ez [m]	ex [m]	My [kNm]		My [kNm]	Fx [kN]	Fz [kN]	
peso proprio impalcato	g1-imp	0.0	79.8	0	0	0.5	39.88	peso proprio impalcato	39.88	0.0	79.8
peso proprio parete frontale	g1-pmf	0.0	51.8	0	0	0	0.00	peso proprio parete frontale	0.00	0.0	51.8
peso proprio paraghiaia	g1-pp	0.0	10.0	0	0	-0.38	-3.80	peso proprio paraghiaia	-3.80	0.0	10.0
permanenti portati su impalcato	g2-imp	0.0	48.6	0	0	0.5	24.28	permanenti portati su impalcato	24.28	0.0	48.6
terreno su plinto spalla	g2-sp	17.8	0.0	0	1.6	0	0.00	terreno su plinto spalla	0.00	17.8	0.0
spinta del terreno su muro frontale	g3-sp	39.6	0.0	0	1.1	0.75	43.56	spinta del terreno su muro frontale	43.56	39.6	0.0
ritiro	e2-imp	0.0	0.0	0	2.7	0	0.00	ritiro	0.00	0.0	0.0
carico termico differenziale	e3-imp	0.0	0.0	0	2.7	0	0.00	carico termico differenziale	0.00	0.0	0.0
carico mobile -SW/2	q1.1-imp	0.0	138.7	0	0	0.5	69.37	carico mobile -SW/2	69.37	0.0	138.7
carico mobile -LM71	q1.2-imp	0.0	69.4	0	0	0.5	34.68	carico mobile -LM71	34.68	0.0	69.4
effetti del sovraccarico variabile sulla spalla	q1t-sp	57.8	0.0	0	1.6	0	92.48	effetti del sovraccarico variabile sulla spalla	92.48	57.8	0.0
frenatura su impalcato	q3-imp	25.0	0.0	48.33	2.7	0	115.95	frenatura su impalcato	115.95	25.0	0.0
azione centrifuga impalcato	q4-imp	0.0	0.0	0	0	0.5	0.00	azione centrifuga impalcato	0.00	0.0	0.0
azione del vento trasversale su impalcato	q5-imp	0.0	0.0	0	0	0.5	0.00	azione del vento trasversale su impalcato	0.00	0.0	0.0
sisma 1 impalcato	q6.1x-imp	10.3	0.0	0	2.7	0	27.75	sisma 1 impalcato	27.75	10.3	0.0
sisma 2 impalcato	q6.1y-imp	0.0	0.0	0	0	0	0.00	sisma 2 impalcato	0.00	0.0	0.0
sisma 3 impalcato	q6.1z-imp	0.0	2.1	0	0	0.5	1.07	sisma 3 impalcato	1.07	0.0	2.1
incremento di spinta del terreno in fase sismi	q6.1x-sp	4.3	0.0	0	1.6	0	6.88	incremento di spinta del terreno in fase sismica	6.88	4.3	0.0
forze di inerza longitudinali	q6.2x-sp	20.1	0.0	38.9	0	0	38.90	forze di inerza longitudinali	38.90	20.1	0.0
forze di inerza trasversali	q6.2y-sp	0.0	0.0	0	0	0	0.00	forze di inerza trasversali	0.00	0.0	0.0
forze di inerza verticali	q6.2z-sp	0.0	20.1	2.2	0	0.5	12.25	forze di inerza verticali	12.25	0.0	20.1
azione parassita dei vincoli	q7-imp	10.7	0.0	0	2.7	0.5	28.84	azione parassita dei vincoli	28.84	10.7	0.0

Le massime sollecitazioni sul muro frontale sono le seguenti:



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	53 di 75

	SLU	SISMA	SLE FR	SLE R
My	574.18	226.93	251.30	402.82
Fx	207.22	108.65	85.98	146.65
Fz	457.82	212.35	273.36	328.85

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

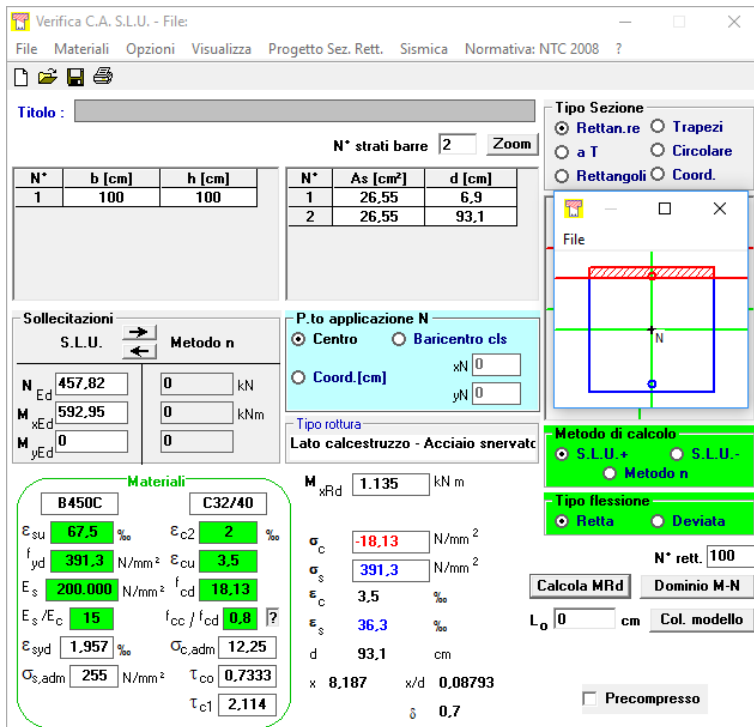
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	54 di 75

12.2 Verifiche strutturali

Si riportano le verifiche allo SLU e allo SLE della sezione di lunghezza unitaria del muro frontale.

Per la verifica allo stato limite ultimo è stata considerata la combinazione allo SLU in quanto rappresenta la combinazione maggiormente gravosa.

La verifica è stata condotta considerando la sezione con spessore pari a 100 cm per una lunghezza unitaria di 100 cm. Sono state inserite due strati di armatura simmetriche pari a $5\phi 26$ sia al lembo superiore che al lembo inferiore.



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	6.9
			2	26.55	93.1

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 457.82 kN
M_{xEd}: 592.95 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 1.135 kNm

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18.13 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 36.3 ‰
d: 93.1 cm
x: 8.187 x/d: 0.08793
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

La sezione è verificata con un fattore di sicurezza $FS = M_{ed}/M_{rd} = 0,52 < 1$.

La verifica a taglio è stata condotta per sezioni in c.a. senza armature trasversali resistenti a taglio ed è di seguito riportata.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	55 di 75

Resistenza a taglio per elementi privi di armatura

Rapporto di armatura longitudinale $\rho_1 := \min \left(\frac{A_s}{b \cdot h}, 0,02 \right) = 0$

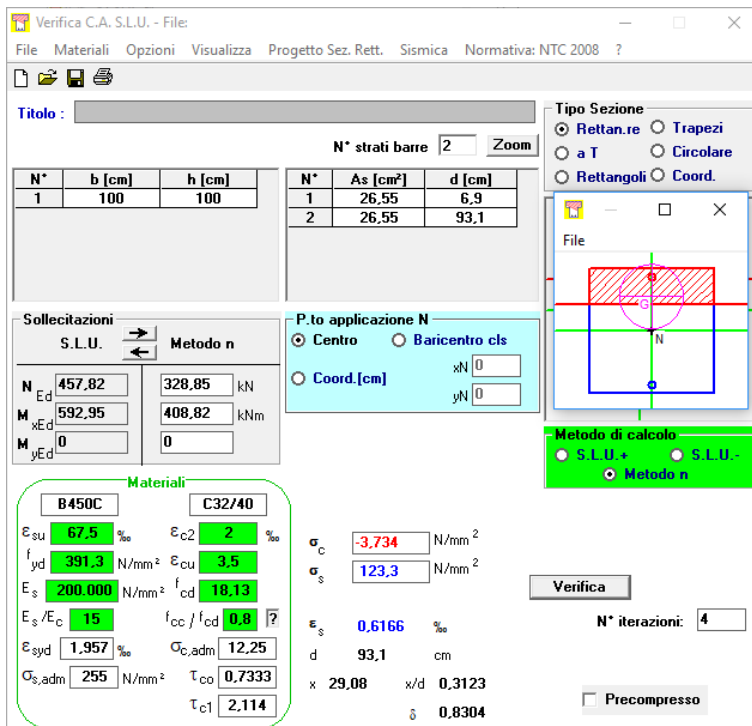
$k := \min \left(\left[1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right], 2 \right) = 1,5$

$V_{Rd} := \frac{0,18}{1,5} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d \text{ MPa} = 350,95 \text{ kN} > V_{Ed} = 207 \text{ kN}$

La verifica è soddisfatta.

Di seguito sono riportate le verifiche allo SLE delle tensioni massime in esercizio.

Tensioni combinazione RARA.



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26,55	6,9
			2	26,55	93,1

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	457,82	328,85	kN
M _{xEd}	592,95	408,82	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

E _{su}	67,5	%	E _{c2}	2	%
f _{yd}	391,3	N/mm²	E _{cu}	3,5	
E _s	200.000	N/mm²	f _{cd}	18,13	
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0,8	?
E _{syd}	1,957	%	G _{c,adm}	12,25	
G _{s,adm}	255	N/mm²	tau _{co}	0,7333	
			tau _{c1}	2,114	

sigma_c -3,734 N/mm²

sigma_s 123,3 N/mm²

epsilon_s 0,6166 ‰

d 93,1 cm

x 29,08 x/d 0,3123

delta 0,8304

La massima tensione del calcestruzzo è pari a 3,73 MPa inferiore al valore limite prescritto dalla NTC2008 al 4.1.2.2.5.1 pari a 0.6*fck=0.6*32 MPa = 19.2 MPa.

La massima tensione dell'acciaio in condizioni di esercizio è pari a 123,2 MPa inferiore al valore limite prescritto dalla NTC2008 al 4.1.2.2.5.2 pari a 0.8*fyk=0.8*450 MPa = 360 MPa.

Tensioni combinazione QUASI PERMANENTE.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	56 di 75

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26,55	6,9
			2	26,55	93,1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	457,82	259,4	kN
M _{xEd}	592,95	152,82	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su}	67,5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391,3	N/mm²	ϵ_{cu}	3,5	%
E_s	200.000	N/mm²	f_{cd}	18,13	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0,8	?
ϵ_{syd}	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	12,25	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0,7333	
			τ_{c1}	2,114	

σ_c -1,382 N/mm²

σ_s 26,31 N/mm²

ϵ_s 0,1316 ‰

d 93,1 cm

x 41,02 x/d 0,4406

δ 0,9908

La massima tensione del calcestruzzo è pari a 1.382 MPa inferiore al valore limite prescritto dalla NTC2008 al 4.1.2.2.5.1 pari a $0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 32 \text{ MPa} = 14.4 \text{ MPa}$.

Le verifiche sono soddisfatte.

Di seguito si riporta la verifica di fessurazione.

[Print] [C] (Nastro) [Documento] [Fessurazione] [F]

File Modifica Vista Disegna Calcola Strumenti Finestra ?

Mx 4029200

My 0

N 32886

Ev/Ec [15] Mag. diametro [7,5]

Press [on] [1] Rid. area tela [0,5]

Beta1 [1] Beta2 [0,5]

K2 [0,4]

f3 [37,5]

fa [37,5]

Int.at [SE,5]

Copifero [0]

Intefero [0]

h3 [200]

DM 36 EC2

Aggiungi altre verifiche

Sezione non fessurata

Signific. max. f3fd

Sollecitazione di fessurazione con Int. at 26,5

Stato di tensione: $\sigma_c = -1,382 \text{ MPa}$

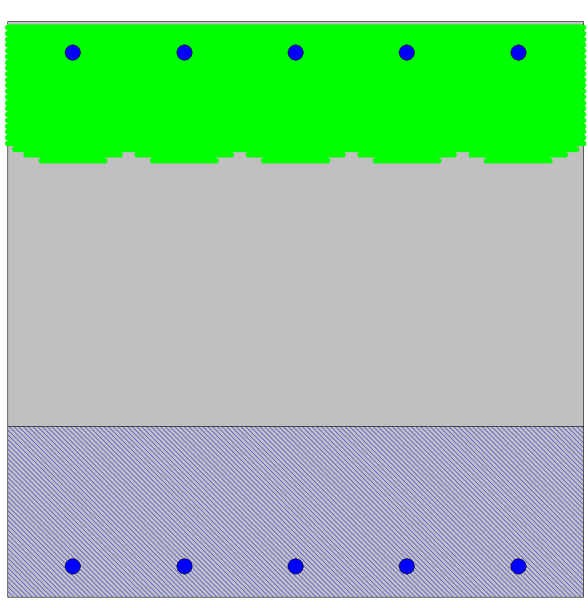
$M_y = 0 \text{ kNm}$

$N = 2259,7 \text{ kN}$

Ec max. esposta = 0,000123

[B] [M] [My] [0] + Fibre tese per y x minusc. (N) [0] + Compres.

[<] [40] [65] [15] 15



La sezione non risulta fessurata per la combinazione rara.

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	57 di 75

Nella mensola del muro frontale della fondazione si prevede armatura minima $A_{s_{min}}=0.15\%A_c$, sotto e sopra $A_s=A_s'=\Phi 26/20\text{cm}$.

13 VERIFICA DEL PARAGHIAIA

13.1 Azioni trasmesse al muro paraghiaia e relative sollecitazioni

Peso proprio (g1)

γ_{cls}	=	25.00 kN/m ³	peso specifico calcestruzzo
g1.3	=	10.0 kN/m	muro paraghiaia

Spinta del terreno (g3)

			base muro
			frontale
γ	=	20.00 kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
ϕ	=	38.00 °	angolo di attrito del terreno
δ	=	0.00	
Ka	=	0.24	coefficiente di spinta attiva
K0	=	0.38	coefficiente di spinta a riposo
K	=	0.38	coefficiente di spinta adottato
H	=	1.14 m	altezza di spinta terreno (rispetto spiccato paraghiaia)
F	=	4.99	spinta del terreno
Fx	=	4.99 kN/m	componente orizzontale spinta del terreno
Fz	=	0.00	componente verticale spinta del terreno
ez3	=	0.38 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato paraghiaia)
ex3	=	0.18 m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	58 di 75

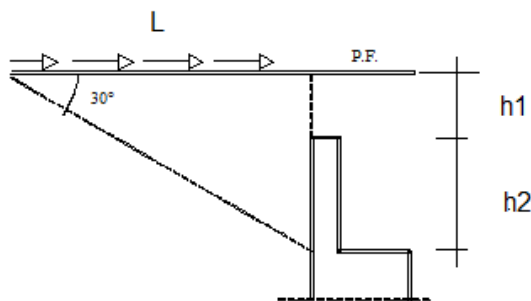
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato (q1.t)

base muro
frontale

Incremento di spinta

q	=	46.87	kPa	sovraccarico stradale
ϕ	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
K	=	0.38		coefficiente di spinta
H	=	1.14	m	altezza di spinta terreno
Fx	=	20.54	kN/m	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	0.6	m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)

q	=	14.4	kPa	sovraccarico permanente (ballast)
ϕ	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
K	=	0.38		coefficiente di spinta
H	=	1.14	m	altezza di spinta terreno
Fx	=	6.31	kN	spinta del terreno per effetto del sovraccarico
ez1.t	=	0.6	m	eccentricità spinta (rispetto spiccato muro frontale)



Assumendo che l'azione di frenatura e/o avviamento si ripartisca nel terreno a 30°, la lunghezza di binario che genera azione orizzontale sulla trave paraghiaccia risulta: $L = (h1+h2)/\text{tg}(30^\circ)$.

L'azione orizzontale totale sulla paraghiaccia vale $F=33 \cdot L$.

Le zone di paraghiaccia interessate dalle singole azioni orizzontali sono determinate diffondendo i carichi trasmessi dalla traversa nel ballast nel rapporto 4:1.

Frenatura (q3)

0/1	=	1		0=non attiva; 1=attiva
w_p	=	2.40	m	larghezza impronta di carico
Fx	=	79.66	kN	azione longitudinale
Fz	=	0.00	kN	azione verticale

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	59 di 75

Azioni sismiche (q6)

parametri sismici

a_g	=	0.044	g	accelerazione di picco
S_S	=	1.500		coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	=	1.000		coefficiente di amplificazione topografica
S	=	1.500		
β_m	=	1.000		coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
a_{max}	=	0.066	g	accelerazione massima
K_h	=	0.066		coefficiente sismico orizzontale
K_v	=	0.033		coefficiente sismico verticale

Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)

ipotesi di struttura rigida

			base	
			paraghiaia	
γ	=	20.00	kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
H	=	1.14	m	altezza di spinta terreno
ΔP	=	1.71		incremento di spinta in fase sismica (ipotesi di struttura rigida)

ipotesi di struttura flessibile

ϕ	=	38	°	angolo di attrito
ψ	=	90	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
β	=	0	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
δ	=	0	°	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
θ	=	4	°	angolo definito per livello falda al di sotto dell'opera di sostegno $\tan(\theta) = Kh/(1+Kv)$
K1	=	0.271		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \theta$
K2	=	0.684		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \theta$
K	=	0.271		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	=	4	kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
ΔS	=	0.54	kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato				
ΔP	=	0.54	kN	incremento di spinta terreno in fase sismica
ez6.1	=	0.6	m	eccentricità spinta (rispetto spiccato paraghiaia)

Forze d'inerzia (q6.2)

	forza				
	d'inerzia	eccentricità	Momenti	eccentricità	Momenti
	Fi	ez	My	ex	My
paraghiaia	0.7	0.57	0.37	0.00	0.00

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	60 di 75

Si riportano di seguito le sollecitazioni allo spiccato del paraghiaia:

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO SPICCATO PARAGHIAIA

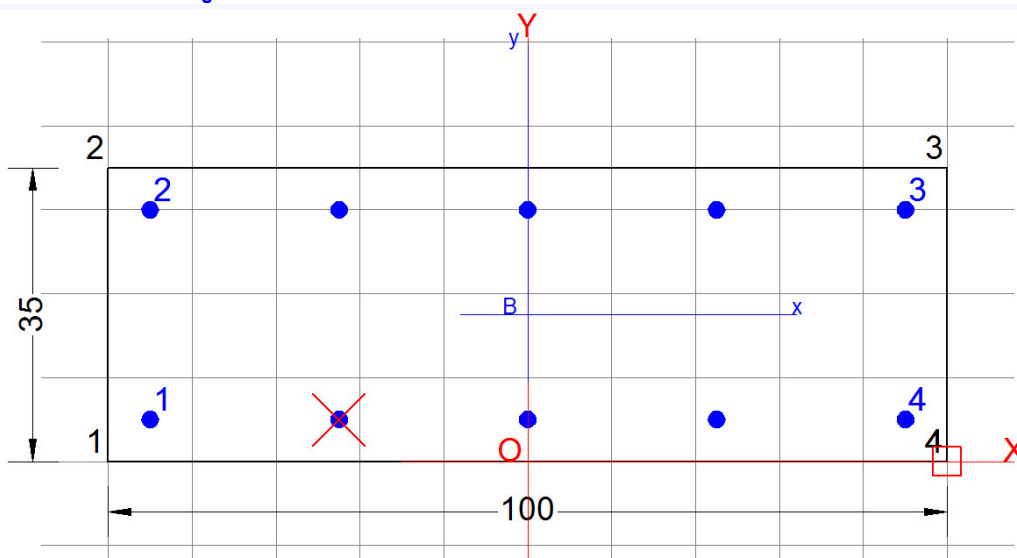
	Fx	ez	Fz	ex	My	My	Fx	Fz	
	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN/m]	[kN]	
g1-pp	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	→ peso proprio paraghiaia
g2-sp	6.3	0.6	0.0	0.0	3.6	3.6	6.3	0.0	→ terreno su plinto spalla
g3-sp	5.0	0.6	0.0	0.2	2.8	2.8	5.0	0.0	→ spinta del terreno su paraghiaia
e2-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	→ ritiro
e3-imp	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	→ carico termico differenziale
q1t-sp	20.5	0.6	0.0	0.0	11.7	11.7	20.5	0.0	→ effetti del sovraccarico variabile sulla spalla
q3	79.7	1.1	0.0	0.2	90.8	90.8	79.7	0.0	→ frenatura
q6.1x-sp	0.5	0.6	0.0	0.0	0.3	0.3	0.5	0.0	→ incremento di spinta terreno in fase sismica
q6.2x-sp	0.7	0.6	0.0	0.0	0.4	0.4	0.7	0.0	→ forze d'inerzia longitudinali
q6.2z-sp	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	→ forze d'inerzia verticali

MASSIME SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA

	SLU	SISMA	SLE FR	SLE QP	SLE R
My	157.3	27.4	13.5	6.4	106.6
Fx	160.5	32.2	23.6	31.8	107.4
Fz	13.5	9.3	10.0	10.0	10.0

13.2 Verifiche strutturali

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: Paraghiaia



Dati generali | **Dati sezione** | Sforzi | Risultati

Modalità di calcolo
 Verifica - Calcoli duttilità
 Progetto armature

Conglomerato
 N° Domini Conglomerato: 1
 Tipo congj. corr.: C32/40
 Forma dominio corrente:
 Poligonale Pieno
 Poligonale Vuoto
 Circolare Pieno
 Circolare Vuoto

Coordinate Vertici Dom. (ordinati con verso orario)
 N° Vertici: 4

	X vertice [cm]	Y vertice [cm]
2	-50.00	35.00
3	50.00	35.00
4	50.00	0.00

 Shift Origine:

Armature
 Tipo Acciaio: B450C
 Barre nei vertici dei domini poligonali (cm):
 Nessuna
 1 barra per ogni vertice
 3 barre per ogni vertice
 Diam. (mm): 20 Coprif. 5 Interf. netto 2

Barre nei Vertici + Barre

N°	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]
1	-45.00	5.00	20
2	-45.00	30.00	20
3	45.00	30.00	20
4	45.00	5.00	20

Generazioni lineari di barre

N°gen	Barra Iniz.	Barra Finale	N° barre	Ø [mm]
2	1	4	3	20
3				
4				

Generazioni circolari di barre

N°gen	X centro	Y centro	Raggio	N° barre	Ø [mm]
1					
2					

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Stati Limite Ultimi

Sezione generica

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

Moderat. aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Zona non sismica

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	61 di 75

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	18.140	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	18.60	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	18.60	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	204.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	35.0
3	50.0	35.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	20
2	-45.0	30.0	20
3	45.0	30.0	20
4	45.0	5.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	62 di 75

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	1	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My	Vy	Vx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	13.50	157.30	0.00	160.50	0.00
2	9.30	27.40	0.00	32.20	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	10.00	106.60	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	10.00	13.50 (83.34)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	63 di 75

1	10.00	6.40 (88.11)	0.00 (0.00)
---	-------	--------------	-------------

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	13.50	157.30	0.00	13.65	176.40	0.00	1.121	----
2	S	9.30	27.40	0.00	9.15	175.82	0.00	6.417	15.7(6.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00761	-50.0	35.0	-0.00020	45.0	30.0	-0.01872	-45.0	5.0
2	0.00350	-0.00764	-50.0	35.0	-0.00021	45.0	30.0	-0.01877	-45.0	5.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000740544	-0.022419027	----	----
2	0.000000000	0.000742480	-0.022486816	----	----

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	64 di 75

Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
 d Altezza utile sezione [cm]
 bw Larghezza minima sezione [cm]
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	160.50	172.49	30.0	100.0	0.0052	0.04
2	S	32.20	170.75	30.0	100.0	0.0052	0.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.53	-50.0	35.0	-254.0	-45.0	5.0	1250	15.7	22.5	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.84	-50.0	35.0	-29.5	-45.0	5.0	1250	15.7	22.5	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Ver. Esito della verifica
 S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
 S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
 k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
 k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 Psi = $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
 srm Distanza media tra le fessure [mm]
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. Valore limite tra parentesi
 MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.5	0	0.125	20	40.0	-18.055	0.00006 (0.00006)	205	0.021 (0.30)	83.34	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.40	-50.0	35.0	-12.4	-45.0	5.0	1200	15.7	22.5	0.50



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
 0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
 CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	65 di 75

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0	0.125	20	40.0	-93.758	0.00002 (0.00002)	201	0.008 (0.20)	88.11	0.00

Armatura disposta: $A_s = A_s' = \Phi 20/20\text{cm}$.

14 VERIFICA MURO ANDATORE

Si riportano di seguito le azioni agenti sul muro di risvolto.

14.1 Azioni trasmesse ai muri andatori e relative sollecitazioni

a	=	1.45	m	Sviluppo muro di risvolto in dir. X (profondità)
b	=	3.21	m	Sviluppo muro di risvolto in dir. Y (altezza)
(a/b)	=	0.45		
a/b	=	1.00		Valore scelto

Spinta del terreno (q3)

γ	=	20.00	kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
ϕ	=	38.00	°	angolo di attrito del terreno
δ	=	0.00	°	angolo di attrito del terreno-muro
Ka	=	0.238		coefficiente di spinta attiva (Coulomb)
K0	=	0.384		coefficiente di spinta a riposo
K_monte	=	0.384		coefficiente di spinta monte adottato
H	=	3.21	m	altezza di spinta a monte terreno (rispetto a intradosso plinto)
F	=	39.6026		Spinta del terreno
f	=	24.67		Massima pressione per spinta del terreno monte
fx	=	24.67	kN	Massima pressione per spinta del terreno monte - componente X

Azioni sismiche (q6)

parametri sismici

a_g	=	0.044	g	accelerazione di picco
S_s	=	1.500		coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	=	1.000		coefficiente di amplificazione topografica
S	=	1.500		
β_m	=	1.000		coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
a_{max}	=	0.066	g	accelerazione massima
K_h	=	0.066		coefficiente sismico orizzontale
K_v	=	0.033		coefficiente sismico verticale

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	67 di 75

Incremento di spinta terreno in fase sismica (q6.1)

Ipotesi di struttura rigida

		intrados so plinto	
γ	=	20.00 kN/m ³	peso dell'unità di volume del terreno
H	=	3.21 m	altezza di spinta terreno
B	=	1.00 m	larghezza trasversale interessata dalla spinta (y-y)
ΔP	=	4.23	incremento di pressione uniforme in fase sismica (struttura rigida)
Ipotesi di struttura flessibile			
ϕ	=	38 °	angolo di attrito
ψ	=	90 °	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
β	=	0 °	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
δ	=	0 °	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
θ	=	3.65 °	angolo definito per livello di falda al di sotto dell'opera di sostegno
K1	=	0.271	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta < \phi - \vartheta$
K2	=	0.684	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $\beta > \phi - \vartheta$
K	=	0.271	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	=	29 kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
ΔS	=	1.34 kN	incremento di pressione uniforme in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato			
ΔP	=	1.34 kN	Incremento di pressione uniforme in fase sismica
L	=	0.40 m	profondità muro per forza inerziale
Fi	=	0.53 kPa	Pressione inerziale
qr	=	18.01 kPa	Pressione uniforme rettangolare - carico accidentale
qt	=	24.67 kPa	Massima pressione triangolare - spinta del terreno
γ_a	=	1.45	coefficiente moltiplicativo azioni accidentali SLU
γ_t	=	1.30	coefficiente moltiplicativo azioni permanenti SLU
qr	=	5.53 kPa	Pressione uniforme rettangolare (ballast)

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	68 di 75

14.2 Verifiche strutturali

14.2.1 Verifiche a flessione

VsezRett+SLU01(B,H,c,AfInF, AfSup, AfParete, fcd, fyd,Ned, flag)

		Armatura interna		Ferri		Armatura esterna		VERIFICA A PRESSOFLESSIONE						FS				
		A _{res,TOT} [cm ²]		A _{res,TOT} [cm ²]		B [mm]	H [mm]	c [mm]	Af_ext [mm ²]	Af_int [mm ²]	fcd [MPa]	fyd [MPa]	M _{Ed} ^{ter} [kN*m]		M _{Rd} ^{ter} [kN*m]			
Muro di risolto	SLU+	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	101	286	OK	2.83
	SLU-	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	-11	-286	OK	25.40
	Sisma +	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	23	286	OK	12.72
	Sisma -	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	-3	-286	OK	110.89

VsezRett+SLU01(B,H,c,AfInF, AfSup, AfParete, fcd, fyd,Ned, flag)

		Armatura interna		Ferri		Armatura esterna		VERIFICA A PRESSOFLESSIONE						FS				
		A _{res,TOT} [cm ²]		A _{res,TOT} [cm ²]		B [mm]	H [mm]	c [mm]	Af_ext [mm ²]	Af_int [mm ²]	fcd [MPa]	fyd [MPa]	M _{Ed} ^{ter} [kN*m]		M _{Rd} ^{ter} [kN*m]			
Muro di risolto	SLU+	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	118	286	OK	2.43
	SLU-	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	-13	-286	OK	22.19
	Sisma +	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	35	286	OK	8.16
	Sisma -	5	Φ 24	22.6	5	Φ 24	22.6	1000	400	50	2261.9	2261.9	18.81	391.30	-5	-286	OK	58.54

14.2.2 Verifiche a taglio

Muro di risvolto
SLU - Rx SLU - Ry isma - R isma - Ry

Sollecitazioni

V	=	119	157	31	51	kN	taglio di calcolo
N	=	0	0	0	0	kN	sforzo assiale di calcolo

Geometria

h	=	400	400	400	400	mm	altezza della sezione
c	=	50	50	50	50	mm	copriferro
d	=	350	350	350	350	mm	altezza utile della sezione
b _w	=	1000	1001	1002	1003	mm	base della sezione

Materiali

R _{ck}	=	40	40	40	40		resistenza caratteristica cubica
f _{ck}	=	33	33	33	33	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
γ _c	=	1.50	1.50	1.50	1.50		coefficiente parziale di sicurezza
α _{cc}	=	0.85	0.85	0.85	0.85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
f _{cd}	=	18.81	18.81	18.81	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione
f _{cd}	=	9.41	9.41	9.41	9.41	MPa	resistenza ridotta
γ _s	=	1.15	1.15	1.15	1.15		coefficiente di sicurezza acciaio
f _{yk}	=	450.00	450.00	450.00	450.00	MPa	tensione caratteristica di snervamento acciaio
f _{yd}	=	391.30	391.30	391.30	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio

n	=	5.0	5.0	5.0	5.0		numero ferri longitudinali
∅	=	24	24	24	24	mm	diametro ferri longitudinali
A _{sl}	=	2261.9	2261.9	2261.9	2261.9	mm ²	armatura longitudinale
ρ _l	=	0.006	0.006	0.006	0.006		rapporto geometrico di armatura longitudinale
k	=	1.756	1.756	1.756	1.756		
V _{min}	=	0.294	0.294	0.294	0.294		
σ _{cp}	=	0.000	0.000	0.000	0.000	MPa	tensione media calcestruzzo
σ _{cp,ad}	=	0.000	0.000	0.000	0.000	MPa	tensione media di compressione adottata (<=0.2f _{cd})
V _{Rd}	=	204.93	205.07	205.20	205.34	kN	taglio resistente
		OK	OK	OK	OK		

15 RITEGNI SISMICI

15.1 Verifica ritegno longitudinale

Sul ponte sono stati previsti i seguenti ritegni longitudinali:

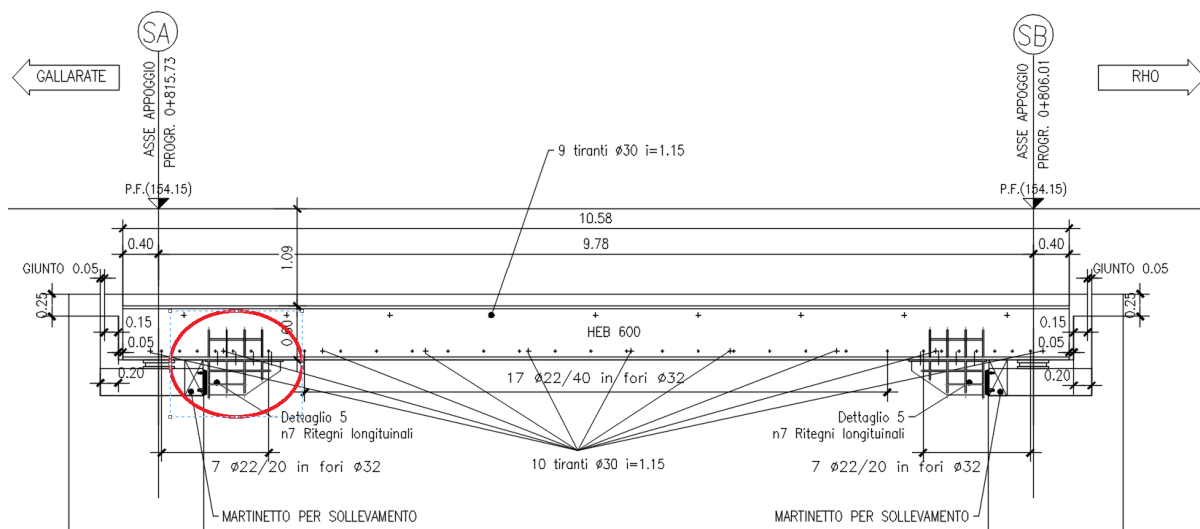


Figura 19. Ritegni longitudinali dell'impalcato.

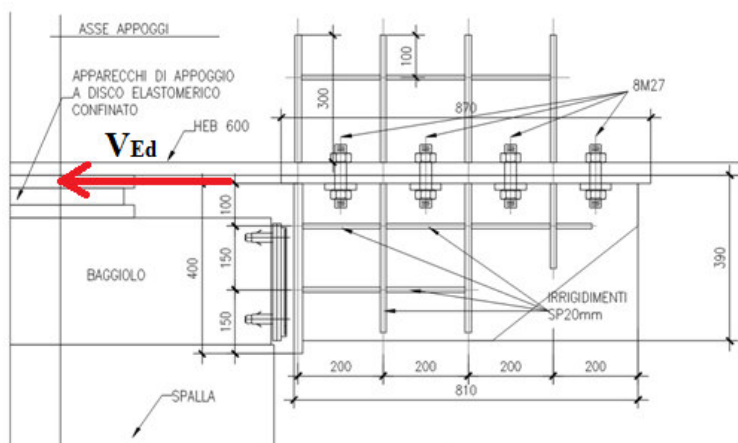


Figura 20. Particolare del ritegno longitudinale, soggetto alla forza longitudinale di calcolo.

I bulloni di collegamento del piatto nervato sono stati verificati a taglio, moltiplicando la forza massima longitudinale sull'appoggio per il numero di appoggi e dividendo per il numero di ritegni previsti. Per la verifica si adotta la seguente terminologia:

V_{Ed} = taglio di calcolo previsto sul ritegno longitudinale;

n_L = numero di ritegni sismici longitudinali;

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

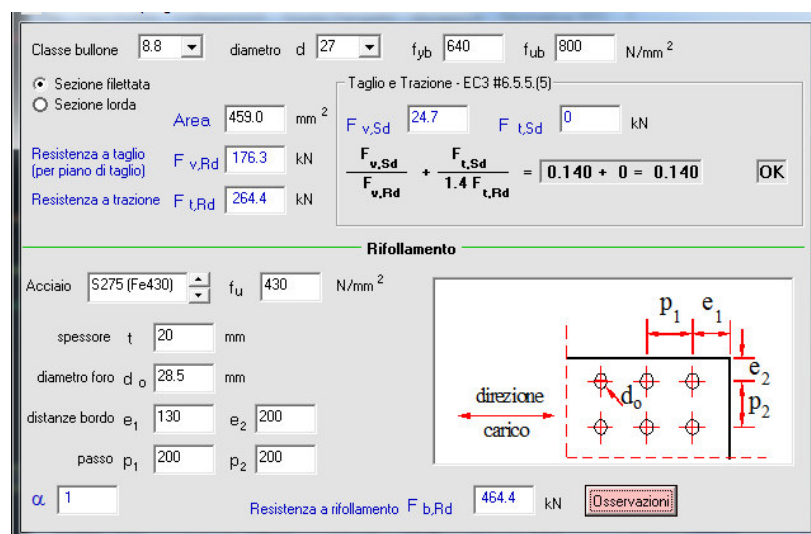
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	71 di 75

- $H_{L,c}$ = azione longitudinale massima sull'appoggio dell'impalcato centrale;
 $H_{L,d}$ = azione longitudinale massima sull'appoggio dell'impalcato a destra;
 $H_{L,s}$ = azione longitudinale massima sull'appoggio dell'impalcato a sinistra;
 n_c = numero di appoggi sulla spalla dell'impalcato centrale;
 n_s = numero di appoggi sulla spalla dell'impalcato a sinistra;
 n_d = numero di appoggi sulla spalla dell'impalcato a destra;
 $V_{Ed,b}$ = V_{Ed} / n. bulloni, taglio di calcolo sui bulloni.

$$V_{Ed} = \frac{(n_c \cdot H_{L,c} + n_d \cdot H_{L,d} + n_s \cdot H_{L,s})}{n_L}$$

Verifica dei ritegni longitudinali: calcolo della forza sollecitante		
Azione longitudinale impalcato centrale	$H_{L,c}$	45 kN
Azione longitudinale impalcato destra	$H_{L,d}$	41 kN
Azione longitudinale impalcato sinistra	$H_{L,s}$	83 kN
Numero appoggi impalcato centrale	n_c	23
Numero appoggi impalcato destra	n_d	14
Numero appoggi impalcato sinistra	n_s	14
Numero ritegni longitudinali	n_L	14
Azione sui ritegni longitudinali	V_{Ed}	197.8 kN
Numero di bulloni	n	8
Taglio sui bulloni	$V_{Ed,b}$	24.7 kN

Verifica a taglio dei bulloni e rifollamento della piastra di contatto:



Classe bullone: 8.8, diametro d : 27, f_{yb} : 640, f_{ub} : 800 N/mm²

Sezione filettata (selezionata)

Area: 459.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 176.3 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 264.4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 24.7, $F_{t,Sd}$: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.140 + 0 = 0.140$ OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430), f_u : 430 N/mm²

spessore t : 20 mm

diametro foro d_o : 28.5 mm

distanze bordo e_1 : 130, e_2 : 200

passo p_1 : 200, p_2 : 200

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 464.4 kN Osservazioni

La resistenza a taglio dei bulloni e quella a rifollamento della piastra di contatto è superiore alle sollecitazioni di calcolo, la verifica è soddisfatta.

15.2 Verifica ritegno trasversale

I ritegni trasversali posizionati alle estremità della spalla sono stati verificati alle azioni eventuali trasversali massime che possono essere trasmesse lateralmente. Si riporta lo schema dei ritegni trasversali dell'impalcato.

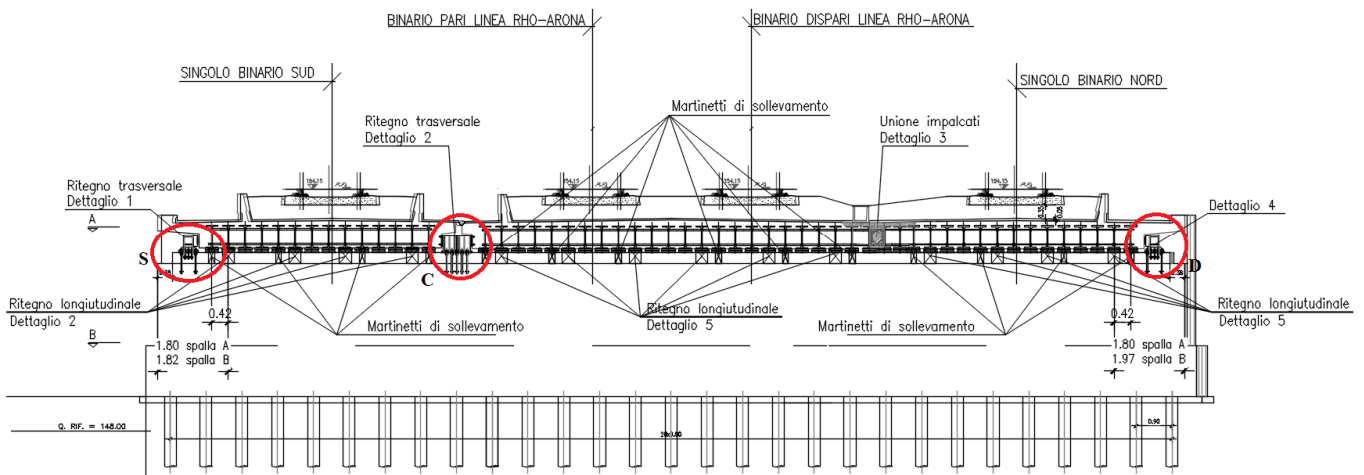


Figura 21. Ritegni trasversali dell'impalcato.

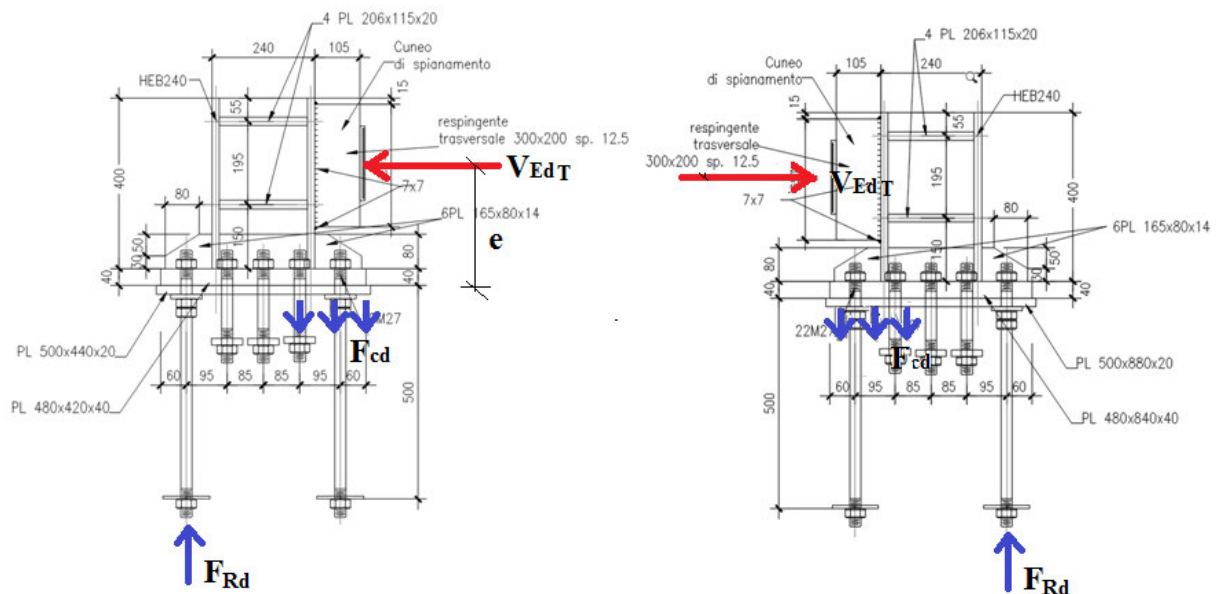


Figura 22. Particolare dei ritegni laterali dell'impalcato e schema di calcolo.

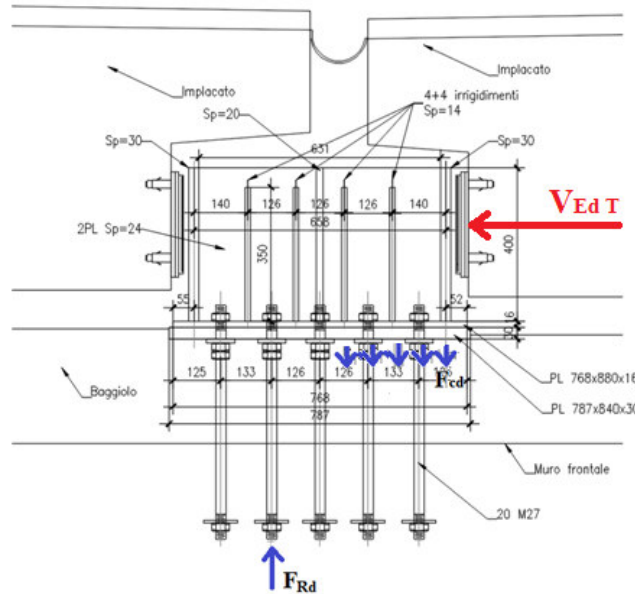


Figura 23. Particolare del ritegno trasversale intermedio dell'impalcato.

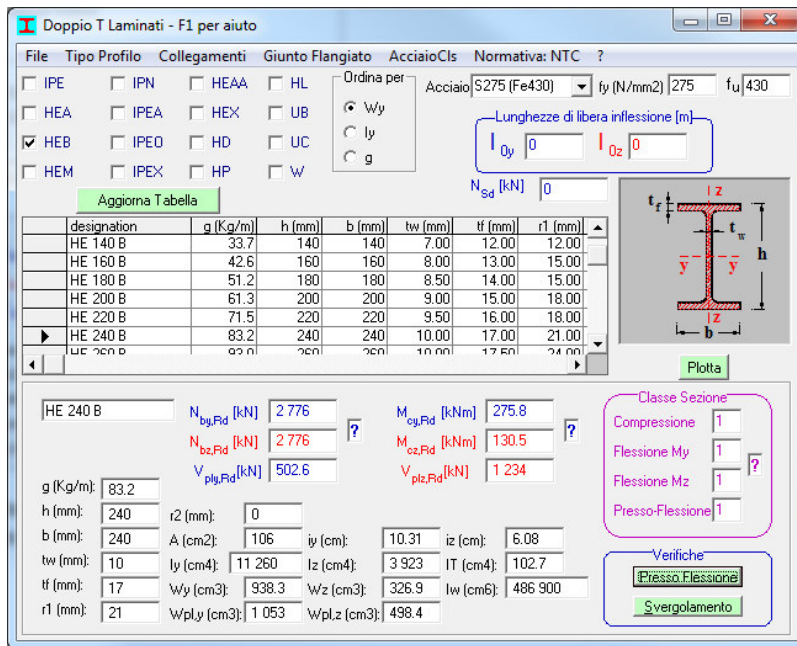
Per la presenza del ritegno intermedio, l'azione tagliante massima viene trasmessa dall'impalcato centrale reso solidale con quello adiacente a destra. Pertanto il taglio di calcolo è stato valutato moltiplicando l'azione massima trasversale sugli appoggi per il numero di appoggi corrispondenti alla zona di ingombro dell'impalcato giuntato.

$$V_{Ed,T} = H_{T,c} \cdot n_c + H_{T,d} \cdot n_d$$

Il taglio di calcolo sulle barre del ritegno viene ottenuto dividendo l'azione tagliante per il numero di barre reagenti a taglio e per il numero di sezioni di taglio.

Verifica dei ritegni trasversali: calcolo della forza sollecitante		
Azione trasversale impalcato centrale	$H_{T,c}$	20 kN
Azione trasversale impalcato destra	$H_{T,d}$	21 kN
Numero appoggi impalcato centrale	n_c	23
Numero appoggi impalcato destra	n_d	14
Azione tagliante max su ritegni trasversali	$V_{Ed,T}$	741.4 kN
Eccentricità tagliante-piastra di base	e	0.3 m
Momento sollecitante max	$V_{Ed,T} \cdot e$	222.4 kNm
Numero di barre su ritegno laterale	n_T	10
Numero di barre su ritegno intermedio	n_{INT}	10
Numero sezioni di taglio piastra ritegno lat.	$n_{T,S}$	2
Numero sezioni di taglio piastra ritegno int.	$n_{INT,S}$	2
Taglio di calcolo su ritegno laterale	$V_{Ed,b,T}$	37.1 kN
Taglio di calcolo su ritegno intermedio	$V_{Ed,b,INT}$	37.1 kN

Verifica del profilo d'acciaio del ritegno laterale: **HEB240**



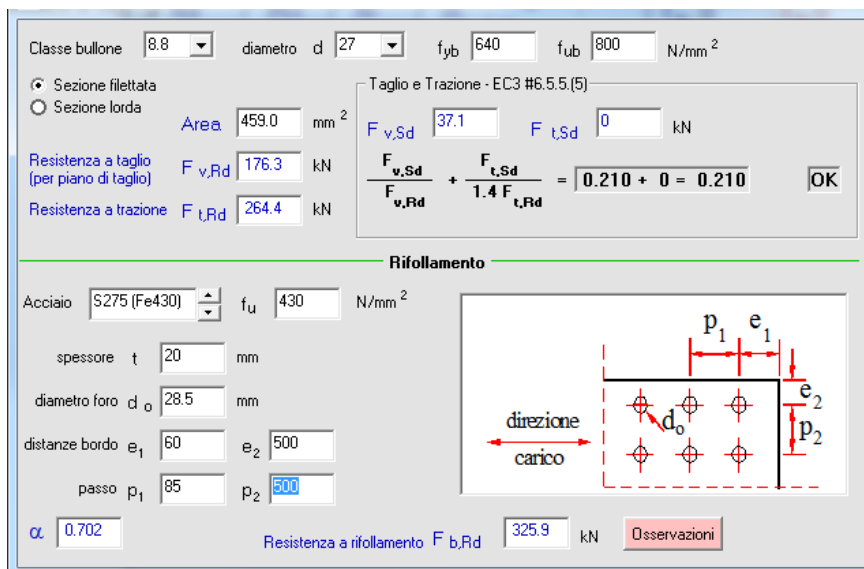
designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 140 B	33.7	140	140	7.00	12.00	12.00
HE 160 B	42.6	160	160	8.00	13.00	15.00
HE 180 B	51.2	180	180	8.50	14.00	15.00
HE 200 B	61.3	200	200	9.00	15.00	18.00
HE 220 B	71.5	220	220	9.50	16.00	18.00
HE 240 B	83.2	240	240	10.00	17.00	21.00

HE 240 B	$N_{by,Rd}$ [kN]	2776	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	275.8
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	2776	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	130.5
	$V_{plz,Rd}$ [kN]	502.6	$V_{plz,Rd}$ [kN]	1234

g (Kg/m):	83.2	r2 (mm):	0
h (mm):	240	A (cm ²):	106
b (mm):	240	I_y (cm ⁴):	10.31
tw (mm):	10	I_z (cm ⁴):	3.923
tf (mm):	17	IT (cm ⁴):	102.7
r1 (mm):	21	W_{py} (cm ³):	938.3
		W_{pz} (cm ³):	326.9
		$W_{pl,y}$ (cm ³):	1053
		$W_{pl,z}$ (cm ³):	498.4

Il momento resistente $M_{cy,Rd}$ e il taglio resistente $V_{plz,Rd}$ è superiore rispettivamente all'azione flettente e tagliante max sul ritegno, la verifica del profilo è soddisfatta.

Verifica a taglio delle barre di ancoraggio: **10 barre filettate M27, 2 sezioni di taglio**



Classe bullone: 8.8 diametro d: 27 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

Sezione filettata (selezionato)

Area: 459.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 176.3 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 264.4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{37.1}{176.3} + \frac{0}{1.4 \cdot 264.4} = 0.210 + 0 = 0.210$$

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

spessore t: 20 mm

diametro foro d_o : 28.5 mm

distanze bordo e_1 : 60 e_2 : 500

passo p_1 : 85 p_2 : 500

α : 0.702

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 325.9 kN

La resistenza a taglio delle barre e quella a rifollamento delle piastre di base è superiore al taglio di calcolo, la verifica è soddisfatta.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

VI05 - NUOVO PONTE SU CANALE RIVESTITO KM
0+810.87 - PREGNANA MILANESE - RELAZIONE DI
CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	32	D 26 CL	VI 05 00 002	B	75 di 75

16 INCIDENZA ARMATURE

In seguito ai calcoli effettuati, sono risultati i seguenti valori delle incidenze:

- Platea di fondazione **65 kg/m³**
- Elevazione - paraghiaia **217 kg/m³**
- Elevazione - muro frontale **125 kg/m³**
- Elevazione - muro andatore **261 kg/m³**

Nel calcolo delle incidenze è stato considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di cavallotti e spille.