

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NODO DI CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA  
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL  
TRATTO DI LINEA INTERESSATO.**

**MACROFASE FUNZIONALE 2**

**LOTTO 3**

**Bretella PA-CT - OPERE CIVILI**

**CVF e ponti stradali - NW02 Ponte a travi in acciaio - Relazione di calcolo spalle**

SCALA:

-

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

RS3H    03    D    78    CL    NW0204    001    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Gennaio 2020	G. Giustino	Gennaio 2020	S. Vanfiori	Gennaio 2020	D. Tiberti Gennaio 2020

File: RS3H.0.3.D.78.CL.NW.02.0.4.001.A

n. Elab.:

ITALEFER S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane  
Direzione Regionale Sud  
UO Infrastrutture Sud  
Dott. Ing. Daniele Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	5
1.1.1	Aspetti legati alle opere di fondazione .....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	7
3	MATERIALI .....	8
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	9
4.1	STRATIGRAFIA.....	10
5	VERIFICA S.L.E.....	11
5.1.1	Verifiche alle tensioni.....	11
5.1.2	Verifiche a fessurazione .....	11
6	ANALISI E VERIFICHE SPALLA.....	13
6.1	GENERALITÀ .....	13
6.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE.....	13
6.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	13
6.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA .....	17
6.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA .....	18
6.6	ANALISI DEI CARICHI .....	20
6.6.1	Peso proprio elementi strutturali .....	20
6.6.2	Carichi trasmessi dall'impalcato .....	20
6.6.3	Azione del Vento.....	21
6.6.4	Carichi da traffico verticali.....	22
6.6.5	Carichi da traffico orizzontali .....	23
6.6.6	Spinta statica del terrapieno.....	23
6.6.7	Sovraccarico sul terrapieno .....	24
6.6.8	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche.....	24
6.6.9	Azione sismica .....	25

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	3 di 103

6.6.10	Incremento di spinta del terrapieno .....	31
6.6.11	Inerzie strutturali.....	31
6.6.12	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	31
6.6.13	Riepilogo risultati.....	32
6.7	SOLLECITAZIONI.....	37
6.7.1	Muro paraghiaia .....	37
6.7.2	Muro frontale .....	39
6.7.3	Plinto di fondazione.....	41
6.8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	43
6.8.1	Paraghiaia.....	44
6.8.2	Muro frontale .....	51
6.8.3	Soletta.....	59
6.8.4	Zattera di fondazione.....	64
6.8.5	Muro posteriore.....	66
7	PALI DI FONDAZIONE .....	73
7.1	MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO .....	74
7.2	MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO .....	75
7.3	CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE .....	76
7.4	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE.....	77
7.5	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	78
7.6	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	80
7.7	CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE .....	80
7.8	DETERMINAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE .....	81
7.9	AZIONI DI CALCOLO.....	83
7.10	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	84
7.11	VERIFICA A CARICO ORIZZONTALE .....	88
7.11.1	Verifica statica CD.....	89

*Viadotto NW02*

*Relazione di calcolo Spalle*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3H</b>	03	D 78	CL NW02 04 001	A	4 di 103

7.11.2	Verifica statica CND .....	91
7.11.3	Verifica sismica CND .....	93
7.12	VERIFICA STRUTTURALE .....	95

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	5 di 103

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle spalle del viadotto NW02 sulla viabilità NV10. In particolare si tratterà la spalla A che presenta l'altezza del paramento maggiore e l'ipotesi di appoggi "fissi" dell'impalcato.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

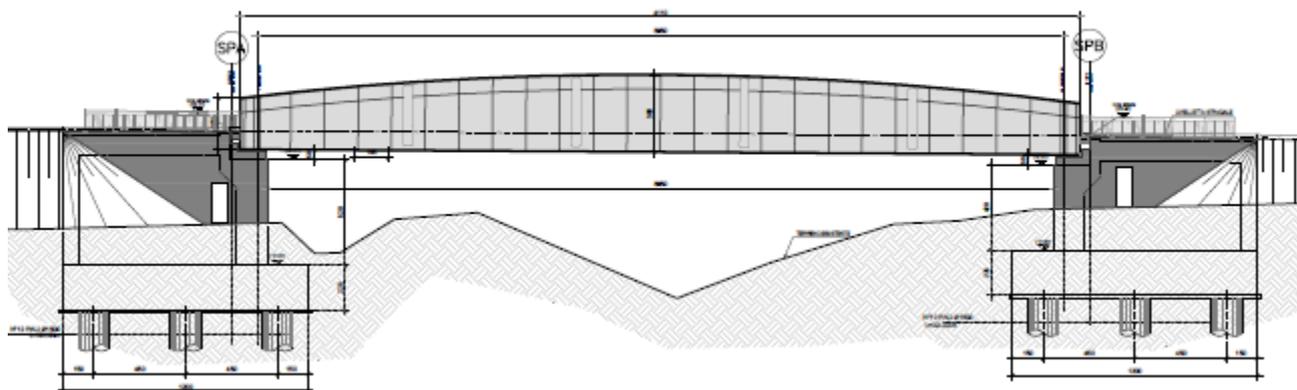
### 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto NW02, che attraversa il torrente Mendola, è un impalcato metallico a via inferiore con travi laterali ad anima piena.

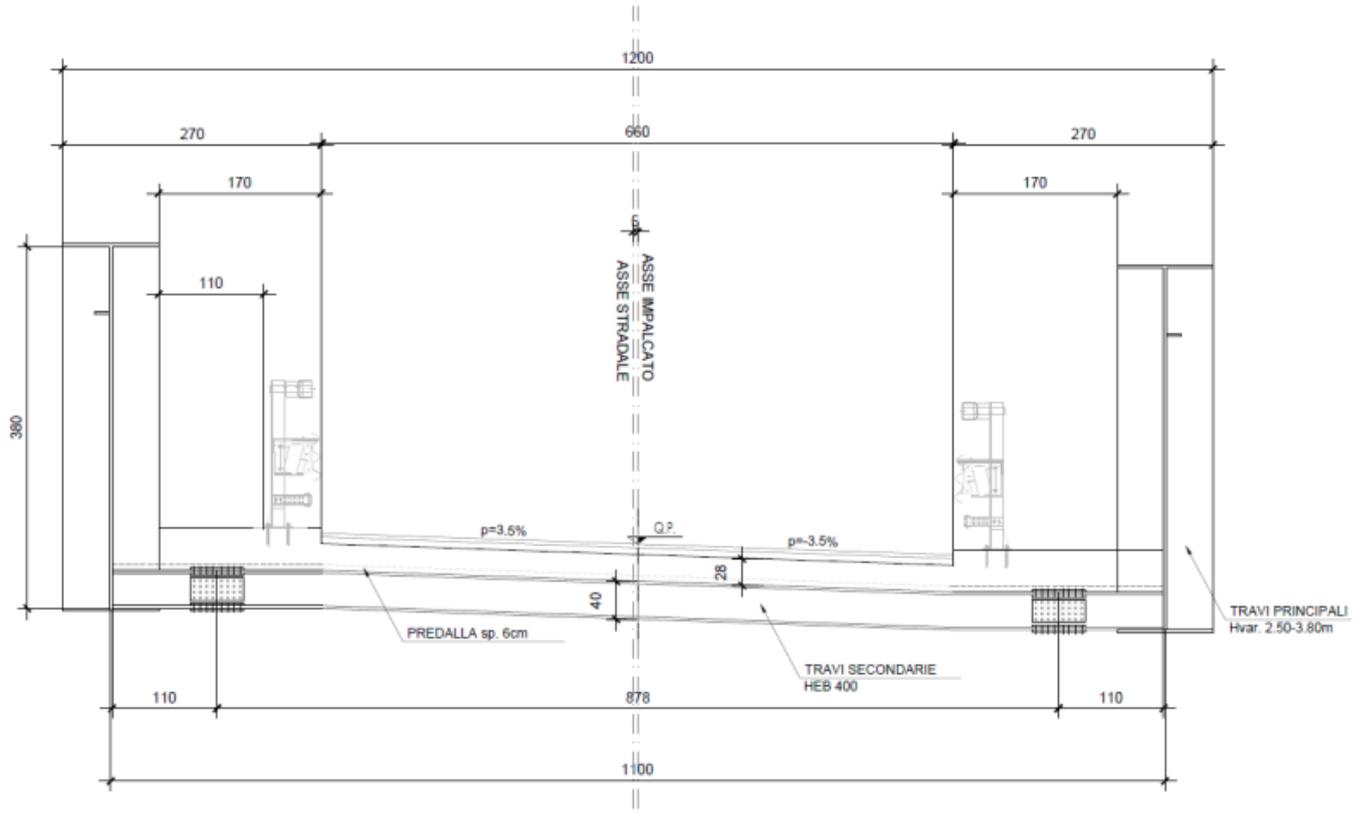
#### 1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate con plinti su pali di grande diametro, nello specifico la zattera di fondazione ha dimensioni 12x16.50 metri, spessore 2.25 metri e poggia su 12 pali D1500.

Si riporta di seguito la sezione longitudinale e trasversale dell'opera.



Sezione longitudinale



Sezione trasversale

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	7 di 103

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).*
- *Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.*
- *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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2*
- *RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili*

### 3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XO

➤ Calcestruzzo pali di fondazione, cordoli, opere provvisionali, calcestruzzo fondazioni

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 60 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo fondazioni armate

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C :  $\leq 0.60$
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2

- COPRIFERRO MINIMO = 40mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo elevazione pile (compresi pulvini, baggioli e ritegni), spalle

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4, XS1\*
- COPRIFERRO = 50 mm (\*\*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

- TIPO B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :
- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
  - $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

#### 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il viadotto in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera.

La stratigrafia di riferimento finalizzata al dimensionamento delle palificate di fondazione è rappresentata nel profilo stratigrafico longitudinale, riportato nella seguente figura:

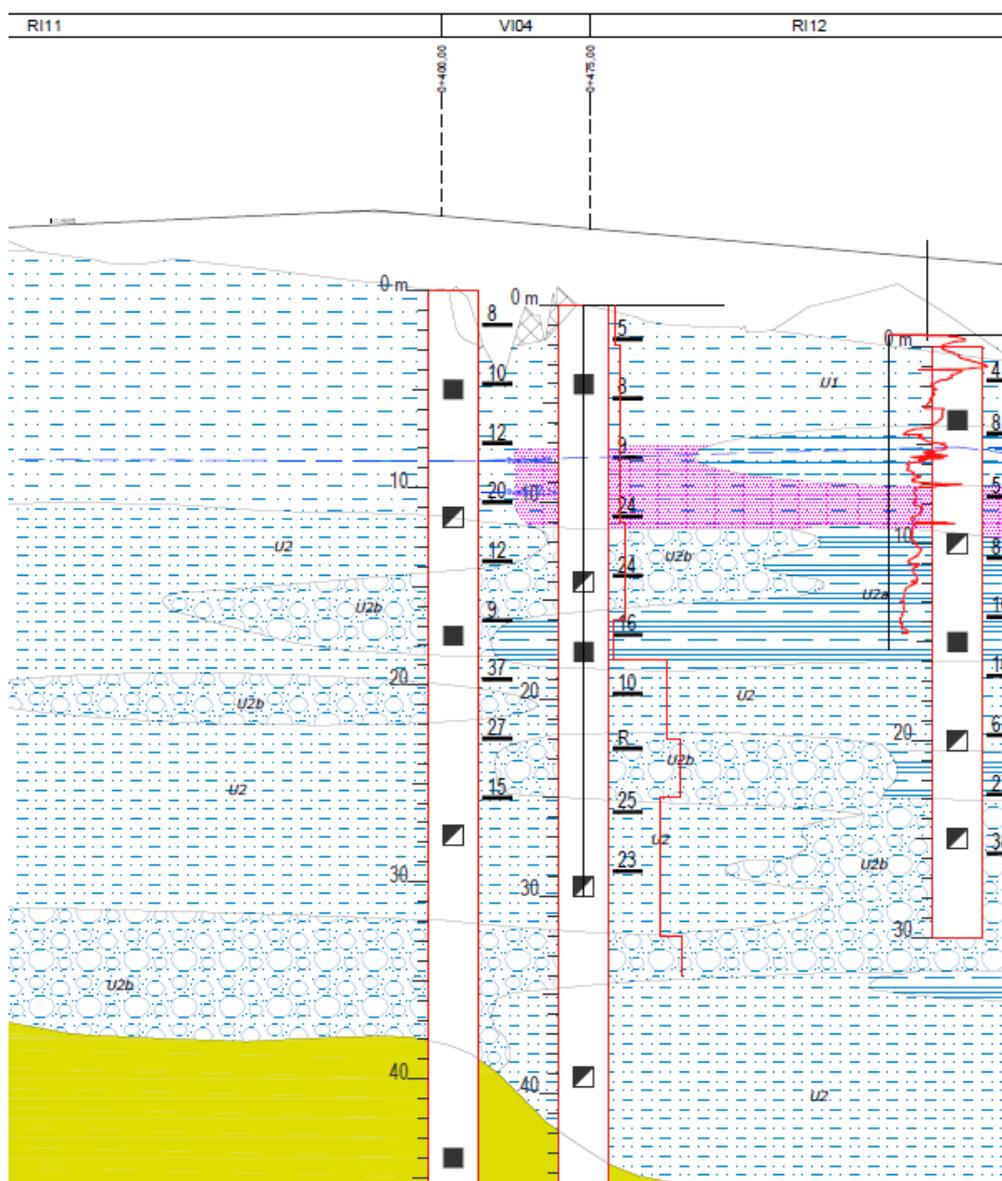


Figura 1 \_ Profilo geotecnico.

Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica generale.

## 4.1 Stratigrafia

La stratigrafia lungo lo sviluppo del viadotto è indicata nella tabella sottostante:

Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica
Da 0.0 a 11.5*	Unità U1
Da 11.5 a 15.5	Unità U2b
Da 15.5 a 18.5	Unità U2a
Da 18.5 a 22.0	Unità U2
Da 22.0 a 25.5	Unità U2b
Da 25.5 a 32.5	Unità U2
Da 32.5 a 35.0	Unità U2b
Da 35.0 a 43.5	Unità U2
Da 43.5 a 50.0	Unità U3

Tabella 1 \_ Stratigrafia terreno.

mentre i parametri meccanici delle unità geotecniche sono i seguenti:

Unità geotecnica	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$(N_{SPT})_m$	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Unità U1	19.0	29	13	
Unità U2	19.5	29	30	
Unità U2a	19.5	25	25	100
Unità U2b	19.5	33	45	
Unità U3	20.5	20	33	70

Tabella 2 \_ Caratteristiche meccaniche unità geotecniche.

La falda è posta a 5 m al di sotto del piano campagna.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA  
INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'  
AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA  
INTERESSATO.  
MACROFASE FUNZIONALE 2  
LOTTO 03

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	11 di 103

## 5 VERIFICA S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

### 5.1.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento:

#### 4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

##### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

### 5.1.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	12 di 103

**Tabella 3 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

## 6 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

### 6.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 1.50 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 1.00 m. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 5.20 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.5 m ed altezza di circa 1.60 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate da una platea di spessore 2.25 m su 12 pali di diametro 1.50m di lunghezza 30 m disposti ad un interasse di 4.5 metri su 3 file con quota testa palo a 3 m dal piano campagna.

Il calcolo è stato effettuato per la spalla A, con altezza di paramento maggiore estendendo i risultati anche all'altra.

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccato della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

### 6.2 Modelli a mensola per la verifica delle spalle

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro paraghiaia e muro frontale che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di 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 utilizzando il classico modello a piastra rigida.

### 6.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, 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.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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  $G_2$ .

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento alla combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}$ $\gamma_{e3}$ $\gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.1.VI – Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

 Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.

	A2-SIU - N max gr.1	A2-SIU - NT max gr.1	A2-SIU - ML max gr.1	A2-SIU - N max gr.3	A2-SIU - NT max gr.3	A2-SIU - ML max gr.3	A2-SIU - Vento ponte scarico	A2-SIU Gmin - N max gr.1	A2-SIU Gmin - NT max gr.1	A2-SIU Gmin - ML max gr.1	A2-SIU Gmin - N max gr.3	A2-SIU Gmin - NT max gr.3	A2-SIU Gmin - ML max gr.3	A1-SIU - N max gr.1	A1-SIU - NT max gr.1	A1-SIU - ML max gr.1	A1-SIU - N max gr.3	A1-SIU - NT max gr.3	A1-SIU - ML max gr.3	A1-SIU - Vento ponte scarico	A1-SIU Gmin - N max gr.1	A1-SIU Gmin - NT max gr.1	A1-SIU Gmin - ML max gr.1	A1-SIU Gmin - N max gr.3	A1-SIU Gmin - NT max gr.3	A1-SIU Gmin - ML max gr.3	
Peso proprio g1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti G2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ballast	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Comb. Nmax Qr	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
Comb. Nmax Q frenatura	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
Comb. Nmax Q centrifuga	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00
Comb. Nmax Q serpeggio	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00
Comb. MTmax Qr	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Comb. MTmax Q frenatura	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Comb. MTmax Q centrifuga	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Comb. MTmax Q serpeggio	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Comb. MLmax Qr	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00
Comb. MLmax Q frenatura	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00
Comb. MLmax Q centrifuga	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Comb. MLmax Q serpeggio	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Vento Ponte Scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	
Vento Ponte Carico	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Attrito permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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
Attrito carichi mobili	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SLE min - N max gr.1	SLE min - NT max gr.1	SLE min - ML max gr.1	SLE min - N max gr.3	SLE min - NT max gr.3	SLE min - ML max gr.3	SLE min - Vento ponte scarico	SLE freq. - N max gr.1	SLE freq. - NT max gr.1	SLE freq. - ML max gr.1	SLE freq. - N max gr.3	SLE freq. - NT max gr.3	SLE freq. - ML max gr.3	SLE freq. - Vento ponte scarico	SLE quasi permanente	SUV - N max	SUV - NT max	SUV - ML max	SUV - NT max	SUV - ML max	SUV - N min	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio g1
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Permanenti G2
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Ballast
1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Qr
0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q frenatura
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q centrifuga
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q serpeggio
0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Qr
0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q frenatura
0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q centrifuga
0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q serpeggio
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Scarico
0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Carico
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Attrito permanente
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Attrito carichi mobili
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	Sisma longitudinale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.30	Sisma trasversale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	17 di 103

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- asse Z coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

#### 6.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale
  
- Lunghezze = m
- Forze = kN

## 6.5 Geometria della spalla

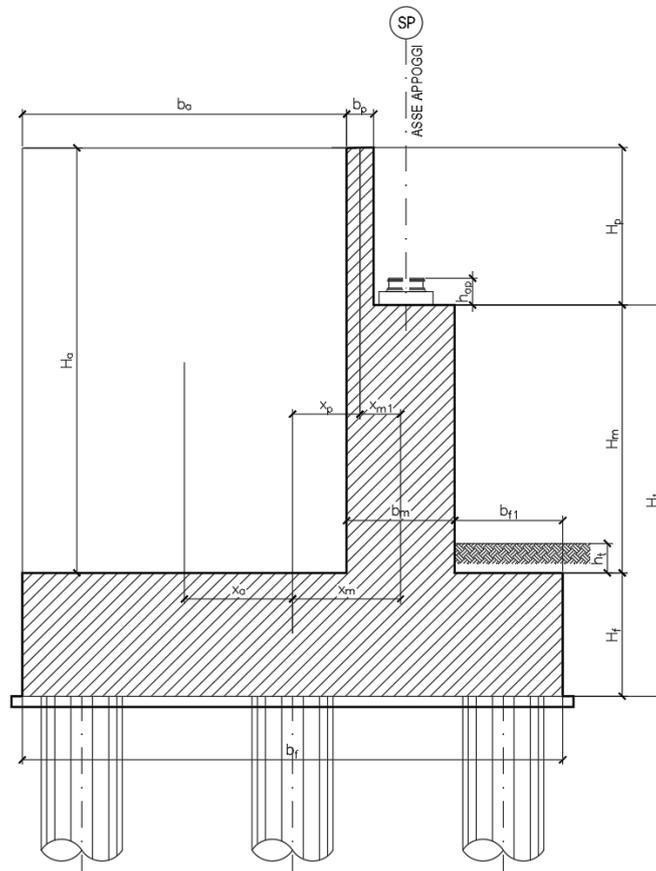


Figura 2 – Significato dei simboli: sezione tipica

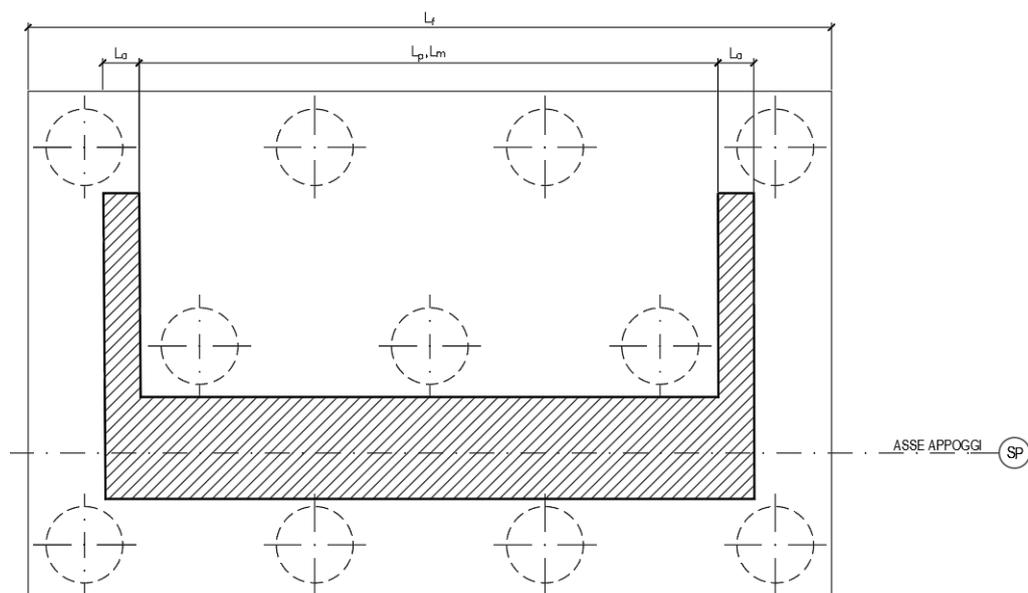


Figura 3 – Significato dei simboli: pianta tipica

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	19 di 103

Generali			
Peso cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso terreno	$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico accidentale sul rilevato	$q_{acc}$	20.0	kN/m <sup>2</sup>
Altezza appoggio + baggiolo	$h_{sp}$	0.40	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	$H_1$	7.85	m
Paraghiaia			
Altezza	$H_p$	1.60	m
Lunghezza lungo asse X	$b_p$	0.5	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_p$	10.00	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		10.00	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_p$	94.00	m
Muro frontale			
Altezza	$H_m$	5.20	m
Lunghezza lungo asse X	$b_m$	1.50	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	9.50	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_m$	3.25	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	$x_{m1}$	-1.30	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.25	m
Plinto			
Altezza	$H_f$	2.25	m
Lunghezza lungo asse X	$b_f$	12.00	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_f$	16.50	m
Mensola anteriore plinto	$b_{pl}$	2.00	m
Spessore ricoprimento medio	$h_t$	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		3.50	m
Muro andatore			
Altezza	$H_a$	6.80	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	$L_a$	1.00	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	$b_a$	8.50	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_a$	-1.75	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	Ko = 0.426
Sisma			
$S_s$		1.246	
$a_g$		0.321	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.400	
Mononobe e Okabe	$K_{AE}$	0.716	
Coefficiente per sisma verticale	$k_v$	0.200	

Tabella 4 – Dati di input

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	20 di 103

## 6.6 Analisi dei carichi

### 6.6.1 Peso proprio elementi strutturali

#### ➤ Peso proprio strutture

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Impalcato			
N° Corsie convenzionali		2	
Lunghezza	L	42	m
Peso Proprio	G1	140	kN/m
Permanenti portati	G2	70	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	2	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	1470.0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	735.0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n (ballast)	Ri	0	kN

### 6.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

I carichi del traffico vengono dedotti dal modello FEM dell'impalcato. Sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	1470			1470			0.00
Permanenti G2	735			735			0.00
Comb. Nmax Q1	950			850			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura		237			237		1.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga							1.00
Comb. Nmax Q folla	231			231			0.00
Comb. MTmax Q1							0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura							1.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga							1.00
Comb. MTmax Q folla							0.00
Comb. MLmax Q1							0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura							1.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga							1.00
Comb. MLmax Q folla							0.00
Vento Ponte Scarico			105			105	1.50
Vento Ponte Carico			105			105	2.50
Attrito permanente		66	66		66	66	0.00
Attrito carichi mobili		29	29		26	26	0.00
Sisma longitudinale		1916			1900		1.50
Sisma trasversale			958			950	1.50
Sisma verticale	479			475			0.00

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	21 di 103

### 6.6.3 Azione del Vento

#### Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	50	50	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	ao	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1)	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	150	150	anni
	αR	1.06	1.06	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.71	29.71	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.55	0.55	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		<10	<10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	I	I	

#### Vento su impalcato

Parametri	kr	0.17	0.17	
Parametri	z0	0.01	0.01	m
Parametri	zmin	2	2	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	12	12	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.89	2.89	
Larghezza impalcato	b	12	12	m
Altezza impalcato	h1	3.9	3.9	m
Altezza veicoli o parapetto	h2	0	0	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicoli)	dtot	3.9	3.9	m
Rapporto di forma	b/dtot	3.08	3.08	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.58	1.58	

#### Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.55	0.55	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.89	2.89	
Coefficiente di forza	cfx	1.58	1.58	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	3.9	3.9	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	9.8	9.8	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.51	2.51	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	9.8	9.8	kN/m

#### Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	9.8	kN/m
Luce impalcato	L	42	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	206	kN/m

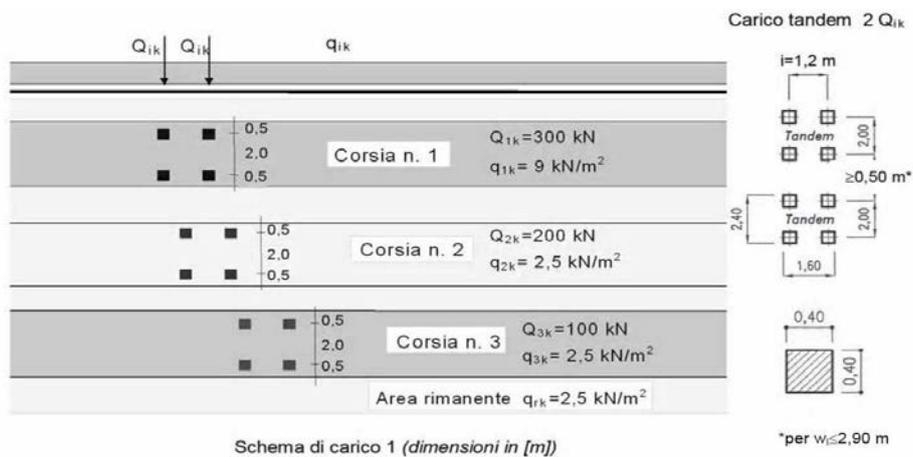
#### Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	9.8	kN/m
Luce impalcato	L	42	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	206	kN/m

### 6.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico veicolare.

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



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

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

Sui marciapiedi si applica lo Schema di Carico 5 (folla) con valore  $q = 5 \text{ kN/mq}$ .

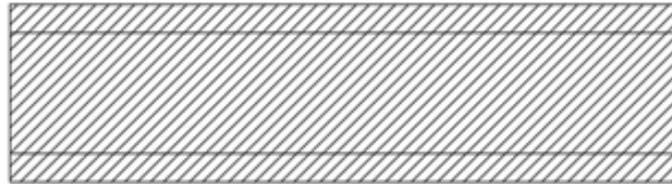
Di seguito si farà riferimento alle due condizioni di carico seguenti:

- N max, massimo sforzo normale per la spalla: il carico è presente sull' impalcato con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE

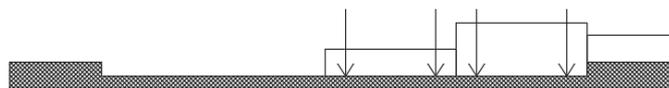


PIANTA

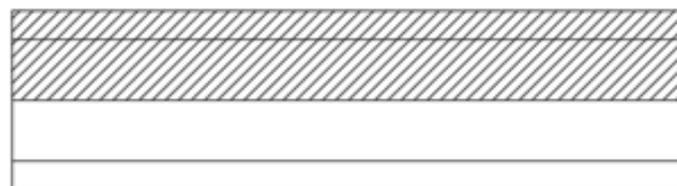


- Mt max, massimo momento lungo l'asse x (direzione di marcia): il carico è presente solo da un lato della carreggiata. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE



PIANTA



### 6.6.5 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	42	m
q3	473.4	kN
q3 (filtrata)	473.4	kN

Centrifuga		
Raggio planimetrico	10000	m
n° corsie	2	
Qv	1000	kN
q4	0	kN

### 6.6.6 Spinta statica del terrapieno

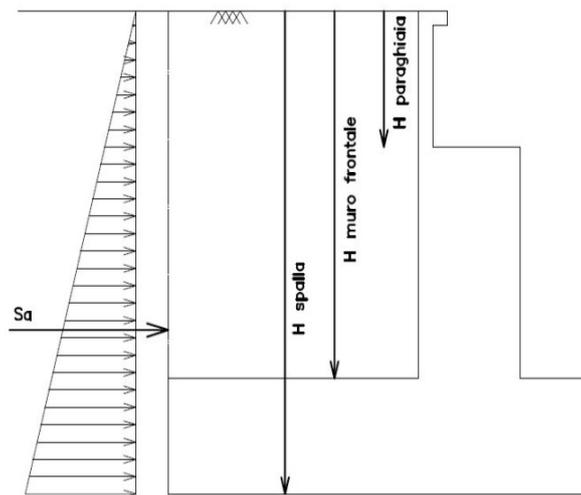
A tergo della spalla, applicato sulla zattera posteriore, viene considerato un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico  $\gamma$ , su una parete di altezza H, risulta:

$$S_o = 1/2 * \gamma * H^2 * K_o \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di  $K_0$  è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume  $K_0 = 1 - \sin \phi$ .

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete).



**Fig. 1 Spinta statica terreno di riempio**

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \qquad \varphi' = 35^\circ \qquad c' = 0$$

### 6.6.7 Sovraccarico sul terrapieno

Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$S_q = 20 \cdot 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

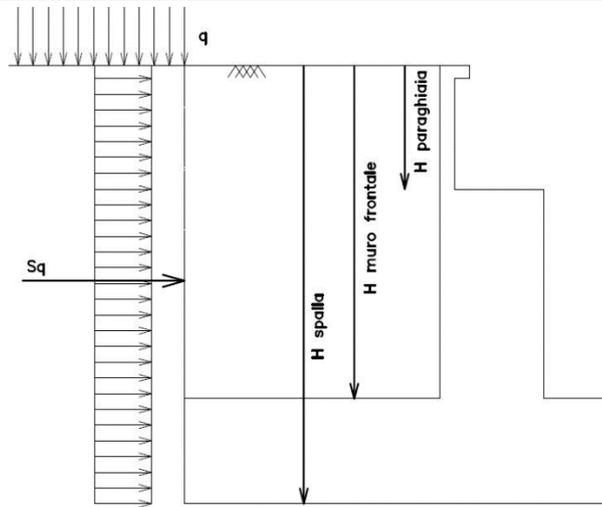
### 6.6.8 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q = 20 \text{ kN/m}^2$  gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico  $Q$  genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a  $H/2$ .



**Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale**

### 6.6.9 Azione sismica

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

#### ➤ Azioni sismiche sulla Spalla

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k_h$  (coefficiente sismico orizzontale) o  $k_v$  (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v W$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

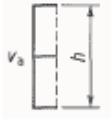
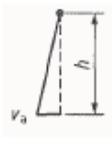
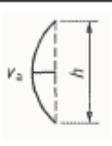
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente  $\beta_m$  pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

➤ Sovraspinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios  $v_a/h$

Kind of wall movement	$v_a/h$ loose soil %	$v_a/h$ dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: $v_a$ is the wall motion to mobilise active earth pressure $h$ is the height of the wall		

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza  $h$  rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

$$\Delta S_S = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	28 di 103

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

$$k_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno

$\alpha$  = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

$\beta$  = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale

$\delta$  = angolo di attrito terra-muro

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi - \theta$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta)} \quad \text{se } \beta > \phi - \theta$$

dove  $\theta$  = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ :

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

Nella determinazione dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ , per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali si porrà  $\beta_m = 1$  in accordo con l'EC8-5.

Le forze di inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno presente sulla sua fondazione saranno valutate applicando l'accelerazione massima al suolo  $a_g$ .

La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2018.

$$E_d = S_{\text{stat}} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla.

➤ Valori di progetto

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

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione cometa

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Reticolo di riferimento



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

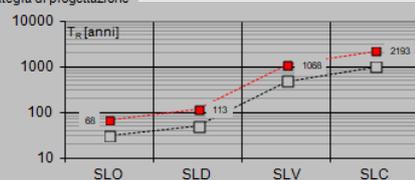
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite  
 Stato Limite considerato **SLV** info

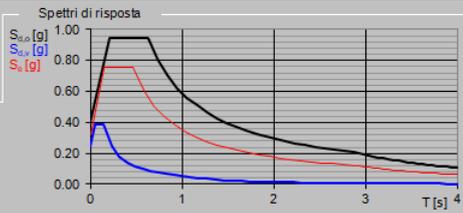
Risposta sismica locale  
 Categoria di sottosuolo **C** info  $S_B = 1.246$   $C_C = 1.351$  info  
 Categoria topografica **T1** info  $h/H = 1.000$   $S_T = 1.000$  info  
(In quota sito, h: altezza livello topografico)

Compon. orizzontale  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta_1 = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$  **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale  
 Spettro di progetto Fattore  $q_v$  **1.5**  $\eta_2 = 0.667$  info

Elaborazioni  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

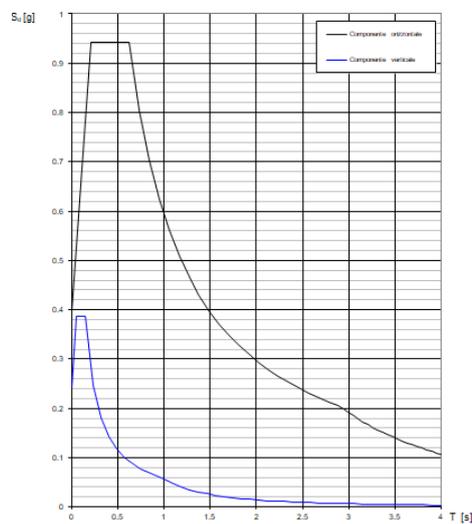
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.321 g
$F_n$	2.357
$T_c^*$	0.466 s
$S_B$	1.246
$C_C$	1.351
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.246
$\eta$	1.000
$T_B$	0.210 s
$T_C$	0.629 s
$T_D$	2.884 s



### 6.6.10 Incremento di spinta del terrapieno

Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica nel capitolo dei pali di fondazione, e ricorrendo le condizioni sopra descritte (EC7 - Parte 1 - Annesso C), l'incremento di spinta del terrapieno viene valutato secondo la teoria di **Mononobe-Okabe** (vedi relazione geotecnica).

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	$\alpha$	<b>90.0</b>	
Angolo d'attrito interno	$\varphi$	<b>35.0</b>	°
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	<b>0.400</b>	
Coefficiente per sisma verticale	$k_v$	<b>0.200</b>	
$\theta (+k_v)$		<b>18.4</b>	
$\theta (-k_v)$		<b>26.6</b>	
Mononobe e Okabe (+ $k_v$ )	$K_{AE}$	<b>0.510</b>	
Mononobe e Okabe (- $k_v$ )	$K_{AE}$	<b>0.716</b>	

### 6.6.11 Inerzie strutturali

Si valutano le inerzie legate alla massa degli elementi strutturali con la seguente formula:

$$F_i = k_h \cdot W_{str}$$

### 6.6.12 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

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

dove

$N, M_l, M_t$  sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali e  $J_l, J_t$  sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

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

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

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

dove  $H_l, H_t$  sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

### 6.6.13 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale N, forza orizzontale T e momento ribaltante M.
- Per i carichi sui pali in termini di  $N_{max}$ ,  $N_{min}$ , T ed M.

#### ➤ Fase statica

### PARAGHIAIA

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	200			0.00	0.00	0.80	0	0
Rinterro	g3		109		0.00	0.00	0.53	0	58
Frenatura sul paraghiaia		300	180		0.00	0.00	1.60	0	288
Sovr. acc. sul rilevato			136		0.00	0.00	0.80	0	109

### SPICCATO MURO FRONTALE

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	200	0	0	-1.30		6.00	0	-260
Muro frontale	g1	2243	0	0			2.60	0	0
<b>Totale Permanenti</b>		<b>2443</b>	<b>0</b>	<b>0</b>				<b>0</b>	<b>-260</b>
Rinterro	g3		2268	0			2.27	0	5140
Sovr. acc. sul rilevato			580	0			3.40	0	1972

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	33 di 103

## FONDAZIONE

### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	200			94.00	0.00	8.25	0	18800
Muro frontale	g1	2243			3.25	0.00	4.85	0	7288
Plinto	g1	11138			0.00	0.00	1.13	0	0
Muri andatori	g1	2890			-1.75	0.00	5.65	0	-5058
<b>Totale Permanenti</b>		<b>16470</b>						<b>0</b>	<b>21031</b>
Muro posteriore e soletta	g3	2717	0	0	-3	0	7	0	-8151
Ricop. Plinto	g3	1660			1.75	0.00	2.75	0	2905
Sovr. acc. sul rilevato		1700			-1.75	0.00	9.05	0	-2975
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		4016		-3.00	0.00	3.02	0	12116
Sovr. acc. sul rilevato			772		0.00	0.00	4.53	0	3493

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	34 di 103

➤ Fase sismica Monobe-Okabe

**PARAGHIAIA**

**AZIONI SU SPALLA [kN,m]**

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	200			0.00	0.00	0.80	0	0
Rinterro	g3		69		0.00	0.00	0.53	0	37
Frenatura sul paraghiaia		300	180		0.00	0.00	1.60	0	288
Sovr. acc. sul rilevato			87		0.00	0.00	0.80	0	69

cond sismica x

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0	80	0	0.00	0.00	0.80	0	64
Rinterro	Inerzia		0				0.80	0	0
	Sovrappinta		131				0.53	0	70
<b>Rinterro [totale]</b>			131					0	70
Sovr. acc. sul rilevato			87		0.00	0.00	0.80	0	69
<b>Totale generale</b>			<b>298</b>					<b>0</b>	<b>203</b>

cond sismica y

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0	0	80	0.00	0.00	0.80	64	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	40	0	0	0.00	0.00	0.80	0	0

### SPICCATO MURO FRONTALE

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	200	0	0	-1.30		6.00	0	-260
Muro frontale	g1	2243	0	0			2.60	0	0
<b>Totale Permanenti</b>		<b>2443</b>	<b>0</b>	<b>0</b>				<b>0</b>	<b>-260</b>
Rinterro	g3		1441	0			2.27	0	3266
Sovr. acc. sul rilevato			369	0			3.40	0	1253

cond sismica x

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		80		-1.30	0.00	6.00	0	480
Muro frontale	q6		897		0.00	0.00	2.60	0	2332
Rinterro	Inerzia		0				3.40	0	0
	Sovrappinta		2368				2.27	0	5367
<b>Rinterro [totale]</b>			<b>2368</b>					<b>0</b>	<b>5367</b>
Sovr. acc. sul rilevato			369				3.40	0	1253
<b>Totale generale</b>			<b>3713</b>					<b>0</b>	<b>9432</b>

cond sismica y

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			80	-1.30	0.00	6.00	480	0
Muro frontale	q6			897	0.00	0.00	2.60	2332	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
<b>Totale generale</b>				<b>977</b>				<b>2812</b>	<b>0</b>

cond sismica vert

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	40			-1.30	0.00	6.00	0	-52
Muro frontale	q6	448			0.00	0.00	2.60	0	0
<b>Totale generale</b>		<b>488</b>						<b>0</b>	<b>-52</b>

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	36 di 103

### FONDAZIONE

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	200			94.00	0.00	8.25	0	18800
Muro frontale	g1	2243			3.25	0.00	4.85	0	7288
Plinto	g1	11138			0.00	0.00	1.13	0	0
Muri andatori	g1	2890			-1.75	0.00	5.65	0	-5058
<b>Totale Permanenti</b>		<b>16470</b>						<b>0</b>	<b>21031</b>
Muro posteriore e soletta	g3	2717			-3.00	0.00	7.00	0	-8151
Ricop. Plinto	g3	1660			1.75	0.00	2.75	0	2905
Sovr. acc. sul rilevato		1700			-1.75	0.00	9.05	0	-2975
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		2552		-3.00	0.00	3.02	0	7700
Sovr. acc. sul rilevato			490		0.00	0.00	4.53	0	2219

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		80		94.00	0.00	8.25	0	660
Muro frontale	q6		897		3.25	0.00	4.85	0	4350
Plinto	q6		4455		0.00	0.00	1.13	0	5011
Muri andatori	q6		1156		-1.75	0.00	5.65	0	6531
Muro posteriore e soletta	Inerzia		1087		-3.00	0.00	7.00	0	7607
Rinterro	Sovraspinta		4194		-3.00	0.00	3.02	0	12651
<b>Rinterro [totale]</b>			<b>5280</b>				<b>7.00</b>	<b>0</b>	<b>20258</b>
Sovr. acc. sul rilevato			490		-3.00		7.00	0	2219
<b>Totale generale</b>			<b>12358</b>						<b>39030</b>

cond sismica y

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			80	94.00	0.00	8.25	660	0
Muro frontale	q6			897	3.25	0.00	4.85	4350	0
Plinto	q6			4455	0.00	0.00	1.13	5011	0
Muri andatori	q6			1156	-1.75	0.00	5.65	6531	0
Muro posteriore e soletta	Inerzia			1087	-3.00		7.00	7607	0
Rinterro	Sovraspinta			541			3.02	1632	0
<b>Rinterro [totale]</b>				<b>1628</b>				<b>9238</b>	<b>0</b>
Sovr. acc. sul rilevato				490	-3.00		9.05	4439	0
<b>Totale generale</b>				<b>8705</b>				<b>30230</b>	<b>0</b>

cond sismica vert

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	40			94.00	0.00	8.25	0.00	3760
Muro frontale	q6	448			3.25	0.00	4.85	0.00	1458
Plinto	q6	2227			0.00	0.00	1.13	0.00	0
Muri andatori	q6	578			-1.75	0.00	5.65	0.00	-1011
Muro posteriore e soletta	q6	543			-3.00	0.00	7.00	0.00	-1630
Ricop. Plinto	q6	332			1.75	0.00	2.75	0.00	581
<b>Totale generale</b>		<b>4169</b>						<b>0.00</b>	<b>3157</b>

*Viadotto NW02*

*Relazione di calcolo Spalle*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	37 di 103

## 6.7 Sollecitazioni

### 6.7.1 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	38 di 103

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	545	506	0	0	532
A2 - SLU - MT max gr.1	545	506	0	0	532
A2 - SLU - ML max gr.1	545	506	0	0	532
A2 - SLU - N max gr.2	545	506	0	0	532
A2 - SLU - MT max gr.2	545	506	0	0	532
A2 - SLU - ML max gr.2	545	506	0	0	532
A2 - SLU - N max gr.3	545	506	0	0	532
A2 - SLU - MT max gr.3	545	506	0	0	532
A2 - SLU - ML max gr.3	545	506	0	0	532
A2 - SLU - Vento ponte scarico	200	142	0	0	76
A2 - SLU - N max gr.1	545	473	0	0	515
A2 - SLU - MT max gr.1	545	473	0	0	515
A2 - SLU - ML max gr.1	545	473	0	0	515
A2 - SLU - N max gr.2	545	473	0	0	515
A2 - SLU - MT max gr.2	545	473	0	0	515
A2 - SLU - ML max gr.2	545	473	0	0	515
A2 - SLU - N max gr.3	545	473	0	0	515
A2 - SLU - MT max gr.3	545	473	0	0	515
A2 - SLU - ML max gr.3	545	473	0	0	515
A2 - SLU - Vento ponte scarico	200	109	0	0	58
A1 - SLU - N max gr.1	675	591	0	0	624
A1 - SLU - MT max gr.1	675	591	0	0	624
A1 - SLU - ML max gr.1	675	591	0	0	624
A1 - SLU - N max gr.2	675	591	0	0	624
A1 - SLU - MT max gr.2	675	591	0	0	624
A1 - SLU - ML max gr.2	675	591	0	0	624
A1 - SLU - N max gr.3	675	591	0	0	624
A1 - SLU - MT max gr.3	675	591	0	0	624
A1 - SLU - ML max gr.3	675	591	0	0	624
A1 - SLU - Vento ponte scarico	675	591	0	0	624
A1 - SLU - N max gr.1	605	536	0	0	594
A1 - SLU - MT max gr.1	605	536	0	0	594
A1 - SLU - ML max gr.1	605	536	0	0	594
A1 - SLU - N max gr.2	605	536	0	0	594
A1 - SLU - MT max gr.2	605	536	0	0	594
A1 - SLU - ML max gr.2	605	536	0	0	594
A1 - SLU - N max gr.3	605	536	0	0	594
A1 - SLU - MT max gr.3	605	536	0	0	594
A1 - SLU - ML max gr.3	605	536	0	0	594
A1 - SLU - Vento ponte scarico	200	109	0	0	58
SLE Rara - N max gr.1	500	426	0	0	455
SLE Rara - MT max gr.1	500	426	0	0	455
SLE Rara - ML max gr.1	500	426	0	0	455
SLE Rara - N max gr.2	500	426	0	0	455
SLE Rara - MT max gr.2	500	426	0	0	455
SLE Rara - ML max gr.2	500	426	0	0	455
SLE Rara - N max gr.3	500	426	0	0	455
SLE Rara - MT max gr.3	500	426	0	0	455
SLE Rara - ML max gr.3	500	426	0	0	455
SLE Rara - Vento ponte scarico	200	109	0	0	58
SLE Freq. - N max gr.1	425	347	0	0	356
SLE Freq. - MT max gr.1	425	347	0	0	356
SLE Freq. - ML max gr.1	425	347	0	0	356
SLE Freq. - N max gr.2	425	347	0	0	356
SLE Freq. - MT max gr.2	425	347	0	0	356
SLE Freq. - ML max gr.2	425	347	0	0	356
SLE Freq. - N max gr.3	425	347	0	0	356
SLE Freq. - MT max gr.3	425	347	0	0	356
SLE Freq. - ML max gr.3	425	347	0	0	356
SLE Freq. - Vento ponte scarico	200	109	0	0	58
SLE Q.P. - ML max gr.3	200	109	0	0	58
SLV -dir.X_1	272	334	24	19	242
SLV -dir.X_2	248	334	24	19	242
SLV -dir.Y_1	272	186	80	64	149
SLV -dir.Y_2	248	186	80	64	149
SLV -dir.Z+	300	186	24	19	149
SLV -dir.Z-	220	186	24	19	149

**Tabella 5 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia**

*Viadotto NW02*

*Relazione di calcolo Spalle*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	39 di 103

### 6.7.2 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno e del sovraccarico sul rilevato a tergo.

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	9629	3849	398	3270	11797
A2 - SLU - MT max gr.1	7294	3849	398	2638	11213
A2 - SLU - ML max gr.1	7294	3849	398	2638	11213
A2 - SLU - N max gr.2	8846	4394	398	3112	15199
A2 - SLU - MT max gr.2	7294	3849	398	2638	11213
A2 - SLU - ML max gr.2	7294	3849	398	2638	11213
A2 - SLU - N max gr.3	8846	3849	398	3112	11601
A2 - SLU - MT max gr.3	7294	3849	398	2638	11213
A2 - SLU - ML max gr.3	7294	3849	398	2638	11213
A2 - SLU - Vento ponte scarico	7294	3120	445	2901	8598
A2 - SLU - N max gr.1	9188	3129	358	3048	9922
A2 - SLU - MT max gr.1	6853	3129	358	2415	9338
A2 - SLU - ML max gr.1	6853	3129	358	2415	9338
A2 - SLU - N max gr.2	8405	3674	358	2890	13324
A2 - SLU - MT max gr.2	6853	3129	358	2415	9338
A2 - SLU - ML max gr.2	6853	3129	358	2415	9338
A2 - SLU - N max gr.3	8405	3129	358	2890	9727
A2 - SLU - MT max gr.3	6853	3129	358	2415	9338
A2 - SLU - ML max gr.3	6853	3129	358	2415	9338
A2 - SLU - Vento ponte scarico	6853	2400	405	2679	6723
A1 - SLU - N max gr.1	12213	4456	460	3793	13769
A1 - SLU - MT max gr.1	9471	4456	460	3050	13084
A1 - SLU - ML max gr.1	9471	4456	460	3050	13084
A1 - SLU - N max gr.2	11294	5095	460	3607	17763
A1 - SLU - MT max gr.2	9471	4456	460	3050	13084
A1 - SLU - ML max gr.2	9471	4456	460	3050	13084
A1 - SLU - N max gr.3	11294	4456	460	3607	13539
A1 - SLU - MT max gr.3	9471	4456	460	3050	13084
A1 - SLU - ML max gr.3	9471	4456	460	3050	13084
A1 - SLU - Vento ponte scarico	9471	4456	586	3756	13084
A1 - SLU - N max gr.1	9594	3256	394	3423	10479
A1 - SLU - MT max gr.1	6853	3256	394	2680	9793
A1 - SLU - ML max gr.1	6853	3256	394	2680	9793
A1 - SLU - N max gr.2	8675	3896	394	3237	14472
A1 - SLU - MT max gr.2	8675	3896	394	3237	14472
A1 - SLU - ML max gr.2	6853	3256	394	2680	9793
A1 - SLU - N max gr.3	6853	3256	394	2680	9793
A1 - SLU - MT max gr.3	8675	3256	394	3237	10249
A1 - SLU - ML max gr.3	6853	3256	394	2680	9793
A1 - SLU - Vento ponte scarico	6853	2473	394	2680	7131
SLE Rara - N max gr.1	6853	2980	447	2977	8695
SLE Rara - MT max gr.1	8884	3034	312	2614	9505
SLE Rara - ML max gr.1	6853	3034	312	2064	8997
SLE Rara - N max gr.2	6853	3034	312	2064	8997
SLE Rara - MT max gr.2	8203	3508	312	2476	12463
SLE Rara - ML max gr.2	6853	3034	312	2064	8997
SLE Rara - N max gr.3	6853	3034	312	2064	8997
SLE Rara - MT max gr.3	8203	3034	312	2476	9335
SLE Rara - ML max gr.3	6853	3034	312	2064	8997
SLE Rara - Vento ponte scarico	6853	2454	312	2064	7026
SLE Freq. - N max gr.1	8376	2875	173	1380	8810
SLE Freq. - MT max gr.1	6853	2875	173	968	8429
SLE Freq. - ML max gr.1	6853	2875	173	968	8429
SLE Freq. - N max gr.2	7865	3231	173	1277	11028
SLE Freq. - MT max gr.2	6853	2875	173	968	8429
SLE Freq. - ML max gr.2	6853	2875	173	968	8429
SLE Freq. - N max gr.3	7865	2875	173	1277	8682
SLE Freq. - MT max gr.3	6853	2875	173	968	8429
SLE Freq. - ML max gr.3	6853	2875	173	968	8429
SLE Freq. - Vento ponte scarico	6853	2400	174	1039	6723
SLE Q.P. - ML max gr.3	6853	2454	186	1043	7026
SLV -dir.X_1	7285	8818	1009	5715	40487
SLV -dir.X_2	6420	8818	1009	5702	40375
SLV -dir.Y_1	7285	3806	3028	17166	15798
SLV -dir.Y_2	6420	3806	3028	17152	15686
SLV -dir.Z+	8701	3901	1009	5841	16655
SLV -dir.Z-	5816	3901	1009	5797	16283

**Tabella 6 – Sollecitazioni alla base del muro frontale**

*Viadotto NW02*

*Relazione di calcolo Spalle*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	41 di 103

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale.

### **6.7.3 Plinto di fondazione**

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	31302	6343	398	4165	57548
A2 - SLU - MT max gr.1	28966	6343	398	3533	49373
A2 - SLU - ML max gr.1	28966	6343	398	3533	49373
A2 - SLU - N max gr.2	30519	6888	398	4007	59631
A2 - SLU - MT max gr.2	28966	6343	398	3533	49373
A2 - SLU - ML max gr.2	28966	6343	398	3533	49373
A2 - SLU - N max gr.3	30519	6343	398	4007	54807
A2 - SLU - MT max gr.3	28966	6343	398	3533	49373
A2 - SLU - ML max gr.3	28966	6343	398	3533	49373
A2 - SLU - Vento ponte scarico	27011	5393	445	3903	48290
A2 - SLU - N max gr.1	29548	5098	358	3854	53632
A2 - SLU - MT max gr.1	27212	5098	358	3221	45457
A2 - SLU - ML max gr.1	27212	5098	358	3221	45457
A2 - SLU - N max gr.2	28765	5643	358	3696	55715
A2 - SLU - MT max gr.2	27212	5098	358	3221	45457
A2 - SLU - ML max gr.2	27212	5098	358	3221	45457
A2 - SLU - N max gr.3	28765	5098	358	3696	50891
A2 - SLU - MT max gr.3	27212	5098	358	3221	45457
A2 - SLU - ML max gr.3	27212	5098	358	3221	45457
A2 - SLU - Vento ponte scarico	25257	4149	405	3591	44374
A1 - SLU - N max gr.1	40011	7338	460	4829	72731
A1 - SLU - MT max gr.1	37269	7338	460	4086	63134
A1 - SLU - ML max gr.1	37269	7338	460	4086	63134
A1 - SLU - N max gr.2	39092	7978	460	4643	75176
A1 - SLU - MT max gr.2	37269	7338	460	4086	63134
A1 - SLU - ML max gr.2	37269	7338	460	4086	63134
A1 - SLU - N max gr.3	39092	7338	460	4643	69513
A1 - SLU - MT max gr.3	37269	7338	460	4086	63134
A1 - SLU - ML max gr.3	37269	7338	460	4086	63134
A1 - SLU - Vento ponte scarico	37269	7338	586	5075	63134
A1 - SLU - N max gr.1	30294	5264	394	4309	55242
A1 - SLU - MT max gr.1	27552	5264	394	3567	45645
A1 - SLU - ML max gr.1	27552	5264	394	3567	45645
A1 - SLU - N max gr.2	29375	5903	394	4124	57687
A1 - SLU - MT max gr.2	29375	5903	394	4124	57687
A1 - SLU - ML max gr.2	27552	5264	394	3567	45645
A1 - SLU - N max gr.3	27552	5264	394	3567	45645
A1 - SLU - MT max gr.3	29375	5264	394	4124	52024
A1 - SLU - ML max gr.3	27552	5264	394	3567	45645
A1 - SLU - Vento ponte scarico	25257	4222	394	3567	44947
SLE Rara - N max gr.1	26957	4921	447	3984	44892
SLE Rara - MT max gr.1	28988	4975	312	3317	52424
SLE Rara - ML max gr.1	26957	4975	312	2767	45316
SLE Rara - N max gr.2	26957	4975	312	2767	45316
SLE Rara - MT max gr.2	28307	5449	312	3179	54236
SLE Rara - ML max gr.2	26957	4975	312	2767	45316
SLE Rara - N max gr.3	26957	4975	312	2767	45316
SLE Rara - MT max gr.3	28307	4975	312	3179	50041
SLE Rara - ML max gr.3	26957	4975	312	2767	45316
SLE Rara - Vento ponte scarico	25257	4203	312	2767	44798
SLE Freq. - N max gr.1	28055	4768	173	1769	50412
SLE Freq. - MT max gr.1	26532	4768	173	1356	45080
SLE Freq. - ML max gr.1	26532	4768	173	1356	45080
SLE Freq. - N max gr.2	27545	5124	173	1666	51770
SLE Freq. - MT max gr.2	26532	4768	173	1356	45080
SLE Freq. - ML max gr.2	26532	4768	173	1356	45080
SLE Freq. - N max gr.3	27545	4768	173	1666	48624
SLE Freq. - MT max gr.3	26532	4768	173	1356	45080
SLE Freq. - ML max gr.3	26532	4768	173	1356	45080
SLE Freq. - Vento ponte scarico	25257	4149	174	1431	44374
SLE Q.P. - ML max gr.3	25257	4203	186	1462	44798
SLV -dir.X_1	27134	18477	3209	14485	114327
SLV -dir.X_2	24060	18477	3209	14472	110430
SLV -dir.Y_1	27134	7499	10364	45647	63586
SLV -dir.Y_2	24060	7499	10364	45634	59689
SLV -dir.Z+	31126	7593	3209	14610	70394
SLV -dir.Z-	20880	7593	3209	14566	57403

**Tabella 7 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione**

*Viadotto NW02*

*Relazione di calcolo Spalle*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	43 di 103

## 6.8 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU).
- verifiche tensionali per le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE)

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	44 di 103

### 6.8.1 Paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 0.5x10.00 m

Armatura verticale

$A_s = \phi 16/10$  (lato controterra)

$A'_s = \phi 16/20$  (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 12/20$

$A'_s = \phi 12/20$

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli  $9\phi 8/m^2$

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Normativa di riferimento: N.T.C.

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1^* \beta 2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1^* \beta 2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	45 di 103

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	1000.0
3	50.0	1000.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.3	8.3	16
2	8.3	991.7	16
3	41.7	991.7	16
4	41.7	8.3	16

#### 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	1	2	80	16
2	3	4	40	16

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] 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	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
2	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
3	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
4	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
5	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
6	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
7	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
8	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
9	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
10	675.00	0.00	624.00	0.00	591.00
11	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
12	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
13	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
14	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
15	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
16	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	46 di 103

17	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
18	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
19	605.00	0.00	594.00	0.00	536.00
20	200.00	0.00	58.00	0.00	109.00
21	272.00	19.00	242.00	24.00	334.00
22	248.00	19.00	242.00	24.00	334.00
23	272.00	64.00	149.00	80.00	186.00
24	248.00	64.00	149.00	80.00	186.00
25	300.00	19.00	149.00	24.00	186.00
26	220.00	19.00	149.00	24.00	186.00

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

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	500.00	0.00	455.00
2	500.00	0.00	455.00
3	500.00	0.00	455.00
4	500.00	0.00	455.00
5	500.00	0.00	455.00
6	500.00	0.00	455.00
7	500.00	0.00	455.00
8	500.00	0.00	455.00
9	500.00	0.00	455.00
10	200.00	0.00	58.00

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

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	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
2	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
3	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
4	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
5	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
6	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
7	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
8	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
9	425.00	0.00 (0.00)	356.00 (1599.80)
10	200.00	0.00 (0.00)	58.00 (2017.70)

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

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

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	47 di 103

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	0.00 (0.00)	58.00 (2017.70)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.5 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
2	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
3	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
4	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
5	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
6	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
7	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
8	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
9	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
10	S	675.00	0.00	624.00	675.20	0.02	2566.61	4.10	164.9(89.6)
11	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
12	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
13	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
14	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
15	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
16	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
17	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
18	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
19	S	605.00	0.00	594.00	605.02	0.02	2553.33	4.28	164.9(89.6)
20	S	200.00	0.00	58.00	199.83	0.18	2475.74	41.97	164.9(89.6)
21	S	272.00	19.00	242.00	272.07	193.16	2486.35	10.22	164.9(89.6)
22	S	248.00	19.00	242.00	248.07	196.72	2481.69	10.21	164.9(89.6)
23	S	272.00	64.00	149.00	272.24	1045.67	2458.46	16.35	164.9(89.6)
24	S	248.00	64.00	149.00	247.89	1032.10	2454.12	16.31	164.9(89.6)
25	S	300.00	19.00	149.00	299.97	302.04	2490.22	16.54	164.9(89.6)
26	S	220.00	19.00	149.00	219.70	316.71	2474.55	16.49	164.9(89.6)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
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.)

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	48 di 103

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	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
2	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
3	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
4	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
5	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
6	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
7	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
8	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
9	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
10	0.00073	0.271	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
11	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
12	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
13	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
14	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
15	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
16	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
17	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
18	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
19	0.00072	0.270	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
20	0.00070	0.263	50.0	1000.0	0.00017	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
21	0.00070	0.264	50.0	1000.0	0.00018	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
22	0.00070	0.263	50.0	1000.0	0.00017	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
23	0.00072	0.269	50.0	1000.0	0.00020	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
24	0.00072	0.268	50.0	1000.0	0.00019	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
25	0.00070	0.265	50.0	1000.0	0.00018	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3
26	0.00070	0.263	50.0	1000.0	0.00017	41.7	991.7	-0.00196	8.3	8.3

**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 (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
2	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
3	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
4	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
5	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
6	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
7	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
8	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
9	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
10	0.000064379	0.000000000	-0.002490843	0.271	0.779
11	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
12	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
13	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
14	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
15	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
16	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
17	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
18	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
19	0.000064277	0.000000000	-0.002489996	0.270	0.778
20	0.000063666	0.000000000	-0.002484930	0.263	0.769

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	49 di 103

21	0.000063329	0.000000017	-0.002482268	0.264	0.770
22	0.000063294	0.000000017	-0.002481976	0.263	0.769
23	0.000062884	0.000000053	-0.002478882	0.269	0.776
24	0.000062853	0.000000053	-0.002478618	0.268	0.775
25	0.000063382	0.000000018	-0.002482718	0.265	0.771
26	0.000063265	0.000000018	-0.002481743	0.263	0.769

#### 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
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)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	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
2	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
3	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
4	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
5	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
6	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
7	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
8	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
9	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
10	S	591.00	2082.34	41.7	1000.0	0.0040	0.14
11	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
12	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
13	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
14	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
15	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
16	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
17	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
18	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
19	S	536.00	2073.58	41.7	1000.0	0.0040	0.12
20	S	109.00	2022.91	41.7	1000.0	0.0040	0.04
21	S	334.01	2031.94	41.7	1000.0	0.0040	0.05
22	S	334.01	2028.94	41.7	1000.0	0.0040	0.05
23	S	186.07	2031.98	41.7	1000.0	0.0040	0.05
24	S	186.07	2028.98	41.7	1000.0	0.0040	0.05
25	S	186.01	2035.44	41.7	1000.0	0.0040	0.06
26	S	186.01	2025.43	41.7	1000.0	0.0040	0.04

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

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 [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
2	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
3	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
4	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
5	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	50 di 103

6	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
7	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
8	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
9	S	1.96	50.0	1000.0	-58.4	8.3	979.6	12000	164.9
10	S	0.24	50.0	1000.0	-3.8	8.3	56.9	10000	164.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. 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	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
2	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
3	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
4	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
5	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
6	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
7	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
8	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
9	S	-0.00038	0	0.500	16.0	75	0.00018 (0.00018)	453	0.079 (0.20)	0.00	1585.97
10	S	-0.00003	0	0.500	16.0	75	0.00001 (0.00001)	420	0.005 (0.20)	0.00	2017.70

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
2	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
3	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
4	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
5	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
6	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
7	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
8	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
9	S	1.53	50.0	1000.0	-44.7	8.3	56.9	12000	164.9
10	S	0.24	50.0	1000.0	-3.8	8.3	56.9	10000	164.9

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
2	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
3	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
4	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
5	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	51 di 103

6	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
7	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
8	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
9	S	-0.00029	0	0.500	16.0	75	0.00013 (0.00013)	453	0.061 (0.20)	0.00	1599.80
10	S	-0.00003	0	0.500	16.0	75	0.00001 (0.00001)	420	0.005 (0.20)	0.00	2017.70

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.24	50.0	1000.0	-3.8	8.3	56.9	10000	164.9

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0	0.500	16.0	75	0.00001 (0.00001)	420	0.005 (0.20)	0.00	2017.70

### 6.8.2 Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 1.50 x 9.50 m

Armatura verticale

$A_s = \phi 26/10 + \phi 26/10$  (lato controterra)

$A'_s = \phi 26/10$  (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 20/20 + \phi 20/20$  (lato controterra)

$A'_s = \phi 20/20$  (lato esterno)

Per la verifica a taglio della sezione si considera l'area di ferro necessaria, come indicata dal codice di calcolo, e si assegna una armatura equivalente; in particolare si utilizzeranno:

Spille 9 $\phi$ 10/mq.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Normativa di riferimento:

N.T.C.

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	52 di 103

Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
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:	337.50 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	950.0
3	150.0	950.0
4	150.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	9.0	9.0	26
2	9.0	941.0	26
3	141.0	941.0	26
4	141.0	9.0	26
5	15.0	941.0	26
6	15.0	9.0	26

#### 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	1	2	92	26
2	3	4	92	26
3	5	6	92	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	53 di 103

Diametro staffe: 8 mm  
Passo staffe: 0.9 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My	Vy	Vx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] 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	12213.23	3792.96	13769.10	460.35	4455.59
2	9471.38	3050.46	13083.64	460.35	4455.59
3	9471.38	3050.46	13083.64	460.35	4455.59
4	11293.88	3607.34	17762.60	460.35	5095.49
5	9471.38	3050.46	13083.64	460.35	4455.59
6	9471.38	3050.46	13083.64	460.35	4455.59
7	11293.88	3607.34	13539.26	460.35	4455.59
8	9471.38	3050.46	13083.64	460.35	4455.59
9	9471.38	3050.46	13083.64	460.35	4455.59
10	9471.38	3756.06	13083.64	586.35	4455.59
11	9594.35	3422.52	10478.77	394.20	3255.66
12	6852.50	2680.02	9793.31	394.20	3255.66
13	6852.50	2680.02	9793.31	394.20	3255.66
14	8675.00	3236.90	14472.27	394.20	3895.56
15	8675.00	3236.90	14472.27	394.20	3895.56
16	6852.50	2680.02	9793.31	394.20	3255.66
17	6852.50	2680.02	9793.31	394.20	3255.66
18	8675.00	3236.90	10248.93	394.20	3255.66
19	6852.50	2680.02	9793.31	394.20	3255.66
20	6852.50	2680.02	7131.40	394.20	2472.75
21	7285.21	5715.24	40486.68	1008.53	8818.08
22	6419.79	5702.04	40374.79	1008.53	8818.08
23	7285.21	17165.57	15797.71	3027.85	3805.90
24	6419.79	17152.37	15685.82	3027.85	3805.90
25	8701.08	5840.64	16655.48	1008.53	3900.70
26	5816.32	5796.64	16282.51	1008.53	3900.70

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

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	6852.50	2977.38	8694.94
2	8883.50	2613.88	9505.09
3	6852.50	2063.88	8997.34
4	6852.50	2063.88	8997.34
5	8202.50	2476.38	12463.24
6	6852.50	2063.88	8997.34
7	6852.50	2063.88	8997.34
8	8202.50	2476.38	9334.84

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	54 di 103

9	6852.50	2063.88	8997.34
10	6852.50	2063.88	7025.56

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

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	8375.75	1380.18 (3124.94)	8809.61 (19946.33)
2	6852.50	967.68 (2205.01)	8428.80 (19206.34)
3	6852.50	967.68 (2205.01)	8428.80 (19206.34)
4	7865.00	1277.06 (2150.26)	11028.22 (18568.92)
5	6852.50	967.68 (2205.01)	8428.80 (19206.34)
6	6852.50	967.68 (2205.01)	8428.80 (19206.34)
7	7865.00	1277.06 (2894.77)	8681.92 (19679.81)
8	6852.50	967.68 (2205.01)	8428.80 (19206.34)
9	6852.50	967.68 (2205.01)	8428.80 (19206.34)
10	6852.50	1039.08 (3161.19)	6723.16 (20453.88)

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

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	6852.50	1043.28 (2994.17)	7025.56 (20163.05)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N° Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	12213.23	3792.96	13769.10	12213.38	13516.89	51093.14	3.621497.2(427.5)	
2	S	9471.38	3050.46	13083.64	9471.64	11485.83	50008.66	3.751497.2(427.5)	
3	S	9471.38	3050.46	13083.64	9471.64	11485.83	50008.66	3.751497.2(427.5)	

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	55 di 103

4	S	11293.88	3607.34	17762.60	11293.86	10117.81	51155.18	2.841497.2(427.5)
5	S	9471.38	3050.46	13083.64	9471.64	11485.83	50008.66	3.751497.2(427.5)
6	S	9471.38	3050.46	13083.64	9471.64	11485.83	50008.66	3.751497.2(427.5)
7	S	11293.88	3607.34	13539.26	11294.12	13311.81	50658.01	3.661497.2(427.5)
8	S	9471.38	3050.46	13083.64	9471.64	11485.83	50008.66	3.751497.2(427.5)
9	S	9471.38	3050.46	13083.64	9471.64	11485.83	50008.66	3.751497.2(427.5)
10	S	9471.38	3756.06	13083.64	9471.33	14124.01	49601.51	3.721497.2(427.5)
11	S	9594.35	3422.52	10478.77	9594.07	15840.04	49395.27	4.601497.2(427.5)
12	S	6852.50	2680.02	9793.31	6852.64	12877.47	48427.40	4.851497.2(427.5)
13	S	6852.50	2680.02	9793.31	6852.64	12877.47	48427.40	4.851497.2(427.5)
14	S	8675.00	3236.90	14472.27	8674.82	11124.75	49659.40	3.381497.2(427.5)
15	S	8675.00	3236.90	14472.27	8674.82	11124.75	49659.40	3.381497.2(427.5)
16	S	6852.50	2680.02	9793.31	6852.64	12877.47	48427.40	4.851497.2(427.5)
17	S	6852.50	2680.02	9793.31	6852.64	12877.47	48427.40	4.851497.2(427.5)
18	S	8675.00	3236.90	10248.93	8675.19	14923.84	49061.84	4.671497.2(427.5)
19	S	6852.50	2680.02	9793.31	6852.64	12877.47	48427.40	4.851497.2(427.5)
20	S	6852.50	2680.02	7131.40	6852.53	17285.30	47732.85	6.501497.2(427.5)
21	S	7285.21	5715.24	40486.68	7285.37	6826.64	49606.29	1.221497.2(427.5)
22	S	6419.79	5702.04	40374.79	6419.57	7009.76	49127.05	1.221497.2(427.5)
23	S	7285.21	17165.57	15797.71	7285.26	46265.28	43271.98	2.701497.2(427.5)
24	S	6419.79	17152.37	15685.82	6419.62	46276.96	42788.95	2.701497.2(427.5)
25	S	8701.08	5840.64	16655.48	8701.35	17109.52	48733.39	2.891497.2(427.5)
26	S	5816.32	5796.64	16282.51	5816.52	16718.38	47278.66	2.881497.2(427.5)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00114	150.0	950.0	0.00096	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
2	0.00110	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
3	0.00110	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
4	0.00112	150.0	950.0	0.00093	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
5	0.00110	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
6	0.00110	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
7	0.00113	150.0	950.0	0.00094	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
8	0.00110	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
9	0.00110	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
10	0.00110	150.0	950.0	0.00092	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
11	0.00111	150.0	950.0	0.00093	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
12	0.00106	150.0	950.0	0.00087	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
13	0.00106	150.0	950.0	0.00087	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
14	0.00108	150.0	950.0	0.00090	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
15	0.00108	150.0	950.0	0.00090	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
16	0.00106	150.0	950.0	0.00087	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
17	0.00106	150.0	950.0	0.00087	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
18	0.00109	150.0	950.0	0.00091	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
19	0.00106	150.0	950.0	0.00087	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
20	0.00107	150.0	950.0	0.00089	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
21	0.00105	150.0	950.0	0.00086	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
22	0.00103	150.0	950.0	0.00085	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
23	0.00116	150.0	950.0	0.00099	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA  
 INTERRUPTAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.  
 MACROFASE FUNZIONALE 2  
 LOTTO 03

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	56 di 103

24	0.00115	150.0	950.0	0.00098	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
25	0.00110	150.0	950.0	0.00092	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0
26	0.00105	150.0	950.0	0.00087	141.0	941.0	-0.00196	9.0	9.0

#### 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 (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45  
 C.Rid.             Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000020747	0.000000187	-0.002144902	----	----
2	0.000020576	0.000000160	-0.002143124	----	----
3	0.000020576	0.000000160	-0.002143124	----	----
4	0.000020883	0.000000140	-0.002145711	----	----
5	0.000020576	0.000000160	-0.002143124	----	----
6	0.000020576	0.000000160	-0.002143124	----	----
7	0.000020656	0.000000184	-0.002144065	----	----
8	0.000020576	0.000000160	-0.002143124	----	----
9	0.000020576	0.000000160	-0.002143124	----	----
10	0.000020394	0.000000196	-0.002141807	----	----
11	0.000020285	0.000000220	-0.002141046	----	----
12	0.000020170	0.000000181	-0.002139661	----	----
13	0.000020170	0.000000181	-0.002139661	----	----
14	0.000020514	0.000000155	-0.002142518	----	----
15	0.000020514	0.000000155	-0.002142518	----	----
16	0.000020170	0.000000181	-0.002139661	----	----
17	0.000020170	0.000000181	-0.002139661	----	----
18	0.000020243	0.000000208	-0.002140553	----	----
19	0.000020170	0.000000181	-0.002139661	----	----
20	0.000019859	0.000000242	-0.002137412	----	----
21	0.000020650	0.000000096	-0.002143221	----	----
22	0.000020537	0.000000099	-0.002142223	----	----
23	0.000017846	0.000000638	-0.002122854	----	----
24	0.000017733	0.000000641	-0.002121867	----	----
25	0.000020092	0.000000238	-0.002139469	----	----
26	0.000019780	0.000000235	-0.002136634	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:            8 mm  
 Passo staffe:            0.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver            S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved            Taglio di progetto [kN] = proiezz. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
 Vcd            Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd            Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z            Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
                   Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
                   I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw            Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
                   E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg            Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw            Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast            Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff          Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
                   Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
                   L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
                   ta sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
--------	-----	-----	-----	-----	-------	----	-----	-----	-----	-------

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	57 di 103

1	S	4459.55	38826.02	13181.73141.0	120.6	949.7	2.500	1.046	37.8	111.7(0.0)
2	S	4459.03	38614.44	13240.18141.0	121.2	949.6	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
3	S	4459.03	38614.44	13240.18141.0	121.2	949.6	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
4	S	5098.46	38748.98	13200.07141.0	120.8	949.6	2.500	1.042	43.1	111.7(0.0)
5	S	4459.03	38614.44	13240.18141.0	121.2	949.6	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
6	S	4459.03	38614.44	13240.18141.0	121.2	949.6	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
7	S	4459.52	38755.93	13201.29141.0	120.8	949.7	2.500	1.042	37.7	111.7(0.0)
8	S	4459.03	38614.44	13240.18141.0	121.2	949.6	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
9	S	4459.03	38614.44	13240.18141.0	121.2	949.6	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
10	S	4461.01	38621.20	13241.27141.0	121.2	949.7	2.500	1.035	37.6	111.7(0.0)
11	S	3259.74	38630.20	13237.57141.0	121.1	949.8	2.500	1.036	27.5	111.7(0.0)
12	S	3259.08	38424.59	13299.82141.0	121.7	949.7	2.500	1.026	27.4	111.7(0.0)
13	S	3259.08	38424.59	13299.82141.0	121.7	949.7	2.500	1.026	27.4	111.7(0.0)
14	S	3898.43	38553.18	13257.34141.0	121.3	949.6	2.500	1.032	32.8	111.7(0.0)
15	S	3898.43	38553.18	13257.34141.0	121.3	949.6	2.500	1.032	32.8	111.7(0.0)
16	S	3259.08	38424.59	13299.82141.0	121.7	949.7	2.500	1.026	27.4	111.7(0.0)
17	S	3259.08	38424.59	13299.82141.0	121.7	949.7	2.500	1.026	27.4	111.7(0.0)
18	S	3259.54	38563.21	13258.89141.0	121.3	949.7	2.500	1.032	27.5	111.7(0.0)
19	S	3259.08	38424.59	13299.82141.0	121.7	949.7	2.500	1.026	27.4	111.7(0.0)
20	S	2477.38	38426.35	13299.13140.9	121.7	949.8	2.500	1.026	20.8	111.7(0.0)
21	S	8822.69	38476.93	13285.28140.9	121.6	950.5	2.500	1.027	74.2	111.7(0.0)
22	S	8822.85	38411.49	13304.61140.9	121.8	950.5	2.500	1.024	74.1	111.7(0.0)
23	S	3911.67	38476.30	13313.90140.9	121.8	948.4	2.500	1.027	32.8	111.7(0.0)
24	S	3912.81	38420.55	13336.49140.9	122.0	948.5	2.500	1.024	32.8	111.7(0.0)
25	S	3912.36	38561.55	13256.98140.9	121.3	949.7	2.500	1.032	33.0	111.7(0.0)
26	S	3912.41	38351.29	13322.74140.9	121.9	949.8	2.500	1.022	32.8	111.7(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

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 [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.04	150.0	950.0	-47.5	9.0	9.0	22363	998.1
2	S	3.32	150.0	950.0	-46.0	9.0	9.0	21606	998.1
3	S	3.06	150.0	950.0	-48.9	9.0	9.0	23697	998.1
4	S	3.06	150.0	950.0	-48.9	9.0	9.0	23697	998.1
5	S	4.16	150.0	950.0	-72.3	9.0	9.0	24954	998.1
6	S	3.06	150.0	950.0	-48.9	9.0	9.0	23697	998.1
7	S	3.06	150.0	950.0	-48.9	9.0	9.0	23697	998.1
8	S	3.24	150.0	950.0	-47.0	9.0	9.0	22230	998.1
9	S	3.06	150.0	950.0	-48.9	9.0	9.0	23697	998.1
10	S	2.47	150.0	950.0	-33.1	9.0	9.0	21011	998.1

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	58 di 103

Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. 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	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00027	0	0.500	26.0	77	0.00014 (0.00014)	361	0.051 (0.20)	6189.21	18074.55
2	S	-0.00026	0	0.500	26.0	77	0.00014 (0.00014)	357	0.049 (0.20)	5299.99	19272.84
3	S	-0.00027	0	0.500	26.0	77	0.00015 (0.00015)	367	0.054 (0.20)	4216.83	18382.99
4	S	-0.00027	0	0.500	26.0	77	0.00015 (0.00015)	367	0.054 (0.20)	4216.83	18382.99
5	S	-0.00040	0	0.500	26.0	77	0.00022 (0.00022)	372	0.081 (0.20)	3557.12	17902.45
6	S	-0.00027	0	0.500	26.0	77	0.00015 (0.00015)	367	0.054 (0.20)	4216.83	18382.99
7	S	-0.00027	0	0.500	26.0	77	0.00015 (0.00015)	367	0.054 (0.20)	4216.83	18382.99
8	S	-0.00026	0	0.500	26.0	77	0.00014 (0.00014)	360	0.051 (0.20)	5028.08	18953.60
9	S	-0.00027	0	0.500	26.0	77	0.00015 (0.00015)	367	0.054 (0.20)	4216.83	18382.99
10	S	-0.00019	0	0.500	26.0	77	0.00010 (0.00010)	355	0.035 (0.20)	5715.99	19457.53

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.01	150.0	950.0	-41.1	9.0	9.0	22583	998.1
2	S	2.81	150.0	950.0	-43.1	9.0	9.0	24302	998.1
3	S	2.81	150.0	950.0	-43.1	9.0	9.0	24302	998.1
4	S	3.64	150.0	950.0	-60.6	9.0	9.0	25238	998.1
5	S	2.81	150.0	950.0	-43.1	9.0	9.0	24302	998.1
6	S	2.81	150.0	950.0	-43.1	9.0	9.0	24302	998.1
7	S	2.95	150.0	950.0	-41.8	9.0	9.0	23086	998.1
8	S	2.81	150.0	950.0	-43.1	9.0	9.0	24302	998.1
9	S	2.81	150.0	950.0	-43.1	9.0	9.0	24302	998.1
10	S	2.31	150.0	950.0	-29.7	9.0	9.0	21903	998.1

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00023	0	0.500	26.0	77	0.00012 (0.00012)	362	0.045 (0.20)	3124.94	19946.33
2	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	369	0.048 (0.20)	2205.01	19206.34
3	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	369	0.048 (0.20)	2205.01	19206.34
4	S	-0.00034	0	0.500	26.0	77	0.00018 (0.00018)	374	0.068 (0.20)	2150.26	18568.92
5	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	369	0.048 (0.20)	2205.01	19206.34
6	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	369	0.048 (0.20)	2205.01	19206.34
7	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	364	0.046 (0.20)	2894.77	19679.81
8	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	369	0.048 (0.20)	2205.01	19206.34
9	S	-0.00024	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	369	0.048 (0.20)	2205.01	19206.34
10	S	-0.00017	0	0.500	26.0	77	0.00009 (0.00009)	359	0.032 (0.20)	3161.19	20453.88

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.40	150.0	950.0	-32.1	9.0	9.0	22417	998.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00018	0	0.500	26.0	77	0.00010 (0.00010)	361	0.035 (0.20)	2994.17	20163.05

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	59 di 103

### 6.8.3 Soletta

La soletta viene verificata tramite uno schema a trave incastrata, di larghezza unitaria. La luce di calcolo è presa pari alla distanza tra i muri andatori. In favore di sicurezza il carico variabile viene ipotizzato uniformemente distribuito su tutta la luce di calcolo.

Il momento agente viene valutato tramite la formula  $M_{Ed} = q * L^2 / 12$

Il taglio agente viene valutato tramite la formula  $T_{Ed} = q * L / 2$

				kN/m	kN*m	kN
					<b>M</b>	<b>T</b>
G1	25	kN/mq	qSLU	65.25	544	326
G2	3	kN/mq	qSLE rara	48.00	400	-
Q	20	kN/mq	q SLE freq.	44.00	367	-
			qSLE qp.	28.00	233	-
L	10.00	m				

$$A_s = \phi 22/20 \text{ (sup.)}$$

$$A'_s = \phi 22/10 \text{ (inf.)}$$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	60 di 103

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
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:	337.50 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	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-41.0	9.0	22
2	-41.0	91.0	22
3	41.0	91.0	22
4	41.0	9.0	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	8	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm  
Passo staffe: 24.9 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N° Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	544.00	326.00

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

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	61 di 103

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	400.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	367.00 (618.34)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	233.00 (618.34)	324.00 (859.84)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 7.1 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	544.00	0.00	1292.51	2.38	57.0(30.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	62 di 103

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	100.0	0.00015	-41.0	91.0	-0.03038	-41.0	9.0

### 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 (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000372359	-0.033735932		

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm  
Passo staffe: 24.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] =  $V_y$  ortogonale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	326.00	2827.79	344.56	96.2   87.2	100.0	2.500	1.000	3.8	4.0(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

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 [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.32	-50.0	100.0	-127.7	13.7	9.0	2249	38.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

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  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	63 di 103

k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 $\emptyset$  Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. 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	e1	e2	k2	$\emptyset$	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0	0.500	22.0	79	0.00038 (0.00038)	490	0.188 (0.20)	618.34	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.05	-50.0	100.0	-117.1	-22.8	9.0	2249	38.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	$\emptyset$	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0	0.500	22.0	79	0.00035 (0.00035)	490	0.172 (0.20)	618.34	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.93	-50.0	100.0	-74.4	-13.7	9.0	2249	38.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	$\emptyset$	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00042	0	0.500	22.0	79	0.00022 (0.00022)	490	0.109 (0.20)	618.34	859.84

#### 6.8.4 Zattera di fondazione

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 5462 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 666 \text{ kN (CC. SLV)}$$

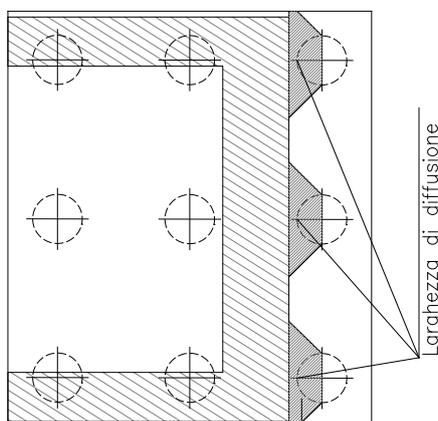
$$N_{\max} = 5759 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 1563 \text{ kN (CC. SLV)}$$

##### 6.8.4.1 Unghia anteriore platea fondazione

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 d<sub>p</sub> (con d<sub>p</sub> altezza utile della sezione del plinto).

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.



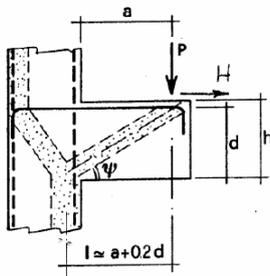
**Figura 4 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale**

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni proposte a riguardo al C4.1.2.1.5 dalla Circolare Ministeriale n° 7/19.

$$A_s = \phi 24/10 \text{ (sup.)}$$

$$A'_s = \phi 24/10 + \phi 24/10 \text{ (inf.)}$$

**VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONO.**



**P,H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{Ed}, H_{Ed}$ )**

**$P_r$  : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

$$P_r = P_{R_s} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d).$$

**$P_{Rc}$  : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{R_s}$$

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

- 1  $P_r \geq P_{Ed}$
- 2  $P_{Rc} \geq P_{R_s}$

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	66 di 103

#### Dati di progetto

b(m)=	1.50	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN) =	5759.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN) =	1563.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.50	m	distanza P da incastro
h(m) =	2.25	m	spessore mensola
δ(m) =	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m) =	2.15	m	altezza utile
l(m) =	0.93	m	a+0,2d
λ =	0.48		λ=ctgψ±l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura) ▼  
c(m) = 1.00

#### Caratteristiche Materiali

f <sub>cd</sub> =	14.1	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	391.0	MPa	Acciaio

#### Caratteristiche Armature di Progetto

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>						
n° R1=	1	φ1(mm) =	24.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	452.39	nb tot 1=	15.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	6785.83	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	6785.83
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>						
n° R2=	1	φ2(mm) =	24.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	452.39	nb tot 2 =	15.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	6785.83	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	6785.83
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>						
n° R3=	0	φ3(mm) =	24.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	452.39	nb tot 3 =	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00

#### Verifiche di resistenza

Ψ=	1.123	rad	=	64.33	°
P <sub>RS</sub> =	7788.9	KN		P <sub>RS</sub> >P <sub>Ed</sub> - Verifica Soddisfatta	
P <sub>RC</sub> =	14775.8	KN		P <sub>RC</sub> >P <sub>RS</sub> - Verifica Soddisfatta	

### 6.8.5 Muro posteriore

Il muro posteriore viene verificato come trave appoggiata superiormente alla soletta superiore, ed inferiormente al plinto (L=7.1m asse-asse). Il muro è soggetto alle seguenti forze:

- Spinta statica delle terre

$$p_{ss} = K_o * (H_r + H_{psup} + S_s/2) * \gamma =$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_o * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) =$$

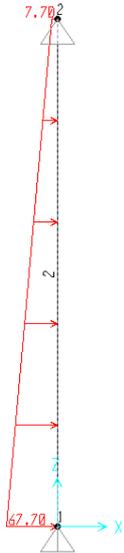
$$P_{ss} = 7.7 \text{ kN/mq}$$

$$P_{is} = 67.7 \text{ kN/mq}$$

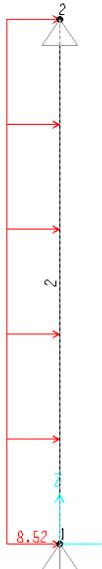
Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	67 di 103



- Spinta dovuta al carico accidentale  
 $q = 20 \text{ kN/ m}^2$   
 $Sq = 20 * 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$

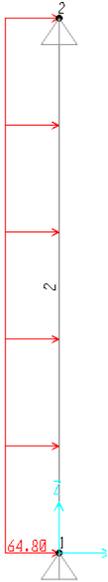


- Sisma: inerzia e sovrappinta:  
 $\text{Inerzia} = 0.8\text{m} * 25\text{kN/mc} * 0.4g = 8.0 \text{ kN/mq}$   
 $\text{Sovraspinta} = 0.4 * 7.1\text{m} * 20\text{kN/mc} = 56.8 \text{ kN/mq}$

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	68 di 103

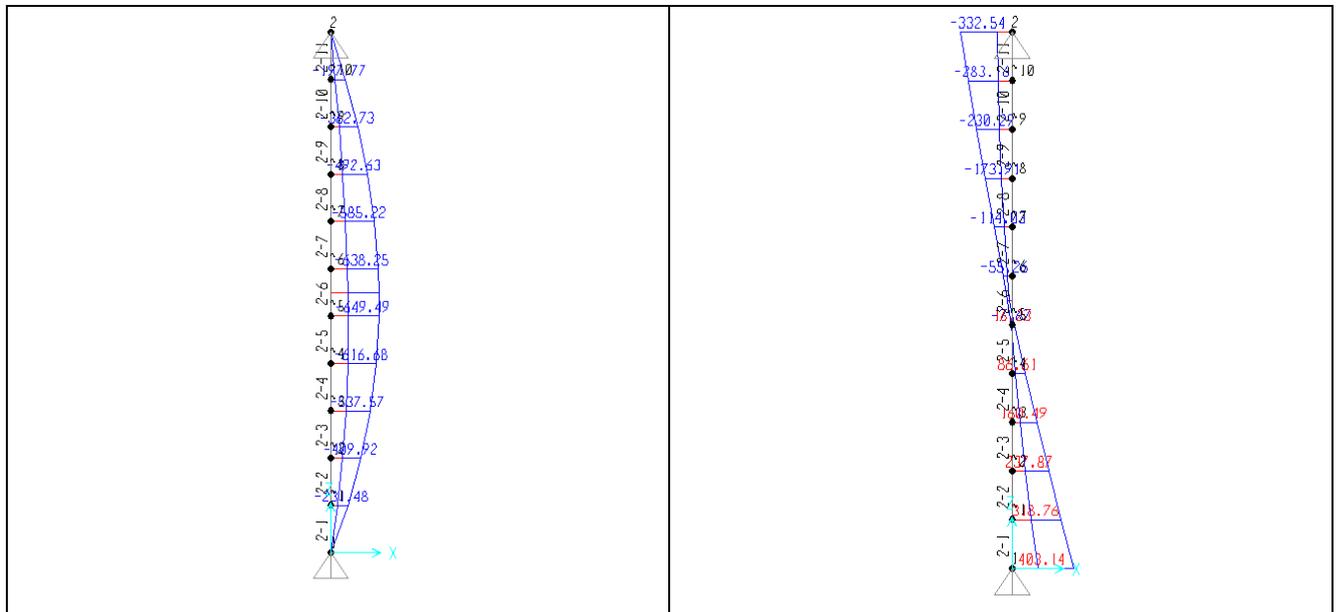


Le sollecitazioni massime risultano:

$M_{max} = 650 \text{ kN}\cdot\text{m SLU}$

$V_{max} = 404 \text{ kN SLU}$

$M_{max} = 291 \text{ kN}\cdot\text{m SLE}$



**Inviluppo Momento  $\text{kN}\cdot\text{m}$  e Taglio  $\text{kN}$**

$A_s = \phi 22/20$  (sup.)

$A'_s = \phi 22/10$  (inf.)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	69 di 103

Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo B1*B2 :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito B1*B2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	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	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.0	9.0	22
2	-41.0	71.0	22
3	41.0	71.0	22
4	41.0	9.0	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

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	70 di 103

1	2	3	3	22
2	1	4	8	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm  
Passo staffe: 15.2 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	650.00	404.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	291.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.00 (0.00)	324.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 7.1 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	-----------



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA  
 INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.  
 MACROFASE FUNZIONALE 2  
 LOTTO 03

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	71 di 103

1	S	0.00	650.00	0.00	947.64	1.46	57.0(24.0)
---	---	------	--------	------	--------	------	------------

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Ys 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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00079	-50.0	80.0	0.00044	-41.0	71.0	-0.00196	-41.0	9.0

#### 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 (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000038696	-0.002304760		

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 15.2 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] =  $V_y$  ortogonale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	404.00	2036.38	406.48	71.8  62.8	100.0	2.500	1.000	6.6	6.6(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

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 [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	72 di 103

As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.61	-50.0	80.0	-120.7	4.6	9.0	1950	38.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. 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	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00071	0	0.500	22.0	79	0.00036 (0.00036)	460	0.167 (0.20)	403.76	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	----	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

I muri d'ala di spessore maggiore (s=1.0m) sono di conseguenza verificati.

## 7 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Al - SLU - N max gr.1	40011	7338	460	4829	72731	5462	1207	613
Al - SLU - MT max gr.1	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - ML max gr.1	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - N max gr.2	39092	7978	460	4643	75176	5449	1066	666
Al - SLU - MT max gr.2	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - ML max gr.2	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - N max gr.3	39092	7338	460	4643	69513	5292	1224	613
Al - SLU - MT max gr.3	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - ML max gr.3	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - Vento ponte scarico	37269	7338	586	5075	63134	4972	1239	613
Al - SLU - N max gr.1	30294	5264	394	4309	55242	4155	894	440
Al - SLU - MT max gr.1	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - ML max gr.1	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - N max gr.2	29375	5903	394	4124	57687	4142	754	493
Al - SLU - MT max gr.2	29375	5903	394	4124	57687	4142	754	493
Al - SLU - ML max gr.2	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - N max gr.3	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - MT max gr.3	29375	5264	394	4124	52024	3985	911	440
Al - SLU - ML max gr.3	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - Vento ponte scarico	25257	4222	394	3567	44947	3433	777	353
						5462	754	666

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV -dir.X 1	27134	18477	3209	14485	114327	5759	-1236	1563
SLV -dir.X 2	24060	18477	3209	14472	110430	5394	-1384	1563
SLV -dir.Y 1	27134	7499	10364	45647	63586	5042	-520	1066
SLV -dir.Y 2	24060	7499	10364	45634	59689	4677	-667	1066
SLV -dir.Z+	31126	7593	3209	14610	70394	4874	314	687
SLV -dir.Z-	20880	7593	3209	14566	57403	3658	-178	687
						5759	-1384	1563

Tabella 9 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE Rara - N max gr.1	26957	4921	447	3984	44892	3582	911	412
SLE Rara - MT max gr.1	28988	4975	312	3317	52424	3946	886	415
SLE Rara - ML max gr.1	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - N max gr.2	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - MT max gr.2	28307	5449	312	3179	54236	3936	782	455
SLE Rara - ML max gr.2	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - N max gr.3	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - MT max gr.3	28307	4975	312	3179	50041	3820	898	415
SLE Rara - ML max gr.3	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - Vento ponte scarico	25257	4203	312	2767	44798	3411	799	351
						3946	782	455

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

Nel presente capitolo si riportano le procedure di calcolo dei pali per l'opera in esame.

### 7.1 Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno ( $E_{MR}$ ) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo ( $p$ ) ed il corrispondente spostamento orizzontale ( $y$ ):  $E_{MR} = p / y$ .

Definito il coefficiente di sottofondo alla Winkler ( $K_W$ ), per un palo di diametro  $D$ , si ha questa relazione con il modulo di reazione orizzontale palo-terreno:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$k_h = n_h \cdot z/D \quad [FL^{-3}]$$

dove:

$k_h$  = coefficiente di reazione del terreno;

$z$  = profondità a partire dalla sommità del palo.

Stato addensamento	Sciolto	Medio	Denso
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2.5	7.5	20
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1.5	5	12

Tabella 11 \_ Valori caratteristici di  $n_h$ .

Per i terreni coesivi si assume in genere una legge del tipo:

$$k_h = \xi \cdot c_u/D, \text{ con } \xi = 400,$$

corrispondenti a valori secanti del modulo  $E_{MR}$  per pali isolati con basse deformazioni.

Per le fondazioni dei viadotti in esame si considera:

$$n_h = 5000 \text{ kN/m}^3$$

testa palo a 3 m dal p.c.

## 7.2 Momento adimensionale lungo il palo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956) che, utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno ( $E_{MR}$ , che verrà definito nel seguente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

$H_0$  = azione tagliante in testa palo [F];

$M_0$  = azione flettente, conseguente ad  $H_0$ , in testa al palo;

$\alpha_m$  = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

$M_{ad}$  = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Per terreni coesivi dove si considera  $k_h$  costante con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h \cdot D}}$$

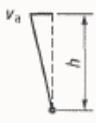
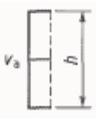
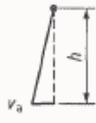
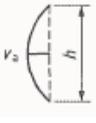
Mentre per terreni incoerenti dove si considera  $k_h$  variabile con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}}$$

### 7.3 Controllo della mobilitazione della spinta attiva in condizioni sismiche

Per il calcolo della spinta attiva del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 – Annesso C:

Table C.1 — Ratios  $v_a/h$

Kind of wall movement	$v_a/h$ loose soil %	$v_a/h$ dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:  
 $v_a$  is the wall motion to mobilise active earth pressure  
 $h$  is the height of the wall

Tabella 12 \_ Valori limite di spostamento minimo in testa al palo.

In condizioni statiche, per i muri di sostegno e per le spalle di ponti e viadotti fondati su pali, si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva e si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi.$$

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidezza del sistema pali – terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera. Il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati. l'altezza  $h$  rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce spinta del terreno, comprensiva dello spessore di fondazione.

Nel caso in cui si ha la mobilitazione della spinta attiva, viene effettuato il calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche con la Teoria di Mononobe – Okabe.

#### 7.4 Calcolo capacità portante

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

$N$ . 1 verticale di indagine, da cui  $\xi_3 = 1.70$ ,

$F_{SL}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$ ).

$F_{SL,t}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.13$ ).

$F_{SB}$  = fattore di sicurezza per la portata di base ( $= \xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$ ).

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 13 \_ Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 14 \_ Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine.

Quindi per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

$N_{max,SLU} < Q_d$ , la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo;

$N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$  la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo con un fattore di sicurezza di 1.25.

## 7.5 Verifica a carico limite orizzontale dei pali

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato. Per tenere conto degli effetti di gruppo per la verifica a carico limite orizzontale si assuma un coefficiente pari a 0.8.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

$c_u$  = resistenza non drenata del terreno;

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

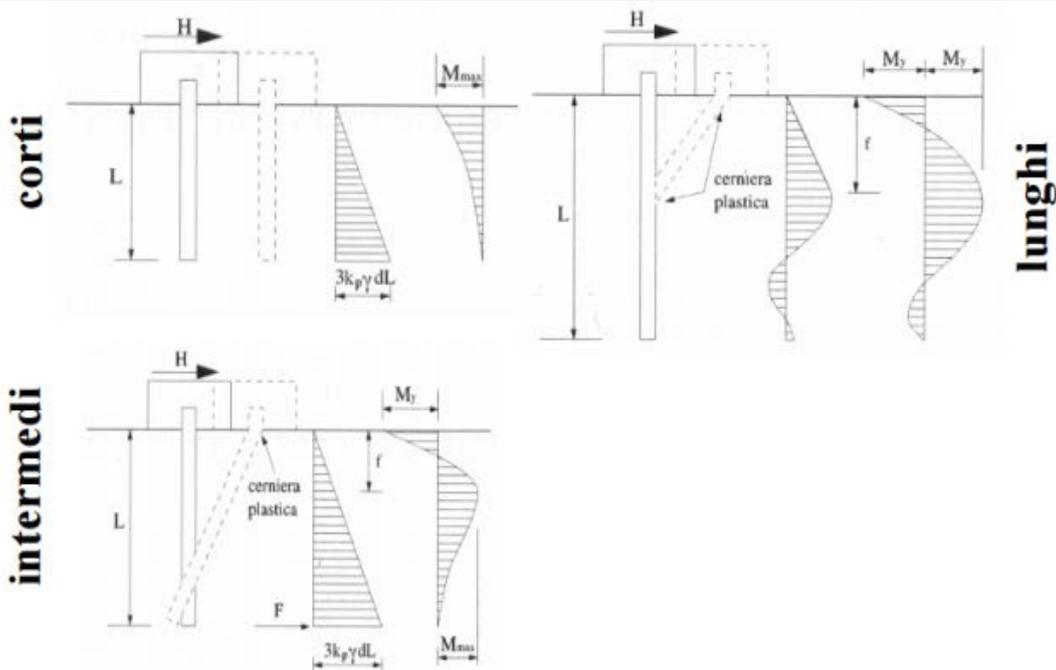
Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

$k_p$  = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq Vpd$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

$\xi$  = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

$\gamma_T$  = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Tabella 15 \_ Coefficienti di sicurezza resistenza laterale.

## 7.6 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.7 Controllo della mobilitazione della spinta attiva in condizioni sismiche

Dall'analisi svolta preliminarmente sulla spalla, si ottiene un taglio sul palo pari ad 1563 kN.

Essendo il terreno più superficiale appartenente all'unità U1, corrispondente a un terreno incoerente,  $k_h$  varia linearmente con la profondità, secondo la seguente formula:

$$k_h = n_h \cdot z/D$$

Per le fondazioni dei viadotti in esame si considera:

$$n_h = 5000 \text{ kN/m}^3$$

testa palo a 3 m dal p.c.

Lo spostamento risultante alla testa del palo risulta essere pari ad  $v_a = 15.31 \text{ mm}$ .

Essendo l'altezza totale dell'opera pari a 8.8 m, si ottiene:

$$v_a/h = 0.17\% > 0.05\% \text{ (EC7 – Parte 1 – annesso C)}$$

Pertanto la condizione di spinta attiva risulta verificata, e si procederà ad un'analisi sismica secondo la Teoria di Monobe-Okabe.

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

Caratteristiche palo				Caratteristiche terreno			
tipologia (p=palo; m=micropalo)		p		coeff. modulo orizzontale (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$	5000	
diametro (m)		1.50		fattore di rigidezza (m)	T	4.35	
lunghezza (m)	L	30.0		L/T	$\lambda$	6.90	
modulo elastico cls (kPa)	$E_c$	3.122E+07		coeff. di profondità max	$Z_{max}$	6.9	
modulo elastico acciaio (kPa)							
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	3.122E+07					
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	0.249					
resist. caratt. CIs (MPa)	Rck	30					
tratto scalzato (m)	l	0					

Carichi agenti			
carico orizzontale (kN)	Vt	1563.0	
momento di incastro (kNm)	Mt	-6,318.3	

Risultati						
z/T	z (m)	y (mm)	$\vartheta$ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	15.31	1.71E-05	-6318.33	1563.00	0.00
-0.1	-0.43	15.25	3.62E-05	-5638.94	1555.98	33.14
-0.2	-0.87	15.05	9.33E-05	-4966.82	1550.56	65.13
-0.3	-1.30	14.71	1.88E-04	-4303.39	1500.39	96.01
-0.4	-1.74	14.28	3.14E-04	-3661.30	1451.01	124.08
-0.5	-2.17	13.77	4.82E-04	-3048.29	1393.27	149.77
-0.6	-2.61	13.18	6.60E-04	-2451.24	1321.25	171.73
-0.7	-3.04	12.51	8.77E-04	-1890.54	1242.87	190.37
-0.8	-3.48	11.81	1.11E-03	-1365.71	1156.78	205.41
-0.9	-3.91	11.07	1.37E-03	-883.55	1066.22	216.54
-1.0	-4.35	10.32	1.64E-03	-444.05	969.84	224.19
-1.2	-5.22	8.78	2.21E-03	314.22	772.15	228.61
-1.4	-6.09	7.28	2.80E-03	897.88	575.31	221.14
-1.6	-6.95	5.86	3.37E-03	1315.16	391.70	203.27
-1.8	-7.82	4.55	3.93E-03	1582.03	226.13	178.07
-2.0	-8.69	3.43	4.43E-03	1713.96	82.96	148.58
-3.0	-13.04	0.13	6.04E-03	1155.85	-221.81	8.36
-4.0	-17.39	-0.40	6.32E-03	265.37	-190.39	-34.82
-5.0	-21.73	-0.15	6.29E-03	-59.92	-21.84	-17.21
-6.0	-26.08	0.00	6.19E-03	0.00	0.00	0.00

## 7.8 Determinazione del momento adimensionale

Nella tabella seguente si riportano i valori di  $\alpha_M$  il momento adimensionale lungo il palo per pali  $D = 1500$  mm in terreni non liquefacibili, considerando il caso di terreni incoerenti, presenti per la maggior parte per il viadottoNW02.

Palo	$\alpha_m$ [m]
D=1500mm	4.04

### Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

#### Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

#### Caratteristiche palo

tipologia (p=palo; m=micropalo)		p
diámetro (m)		1.50
lunghezza (m)	L	30.0
modulo elastico cls (kPa)	$E_c$	3.122E+07
modulo elastico acciaio (kPa)		
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	3.122E+07
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	0.249
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

#### Caratteristiche terreno

coeff. modulo orizzontale (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$	5000
fattore di rigidezza (m)	T	4.35
L/T	$\lambda$	6.90
coeff. di profondità max	$Z_{max}$	6.9

#### Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	0.2
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.0

#### Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	$\vartheta$ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	0.00	2.71E-09	-1.00	0.25	0.00
-0.1	-0.43	0.00	5.71E-09	-0.89	0.25	0.01
-0.2	-0.87	0.00	1.47E-08	-0.78	0.25	0.01
-0.3	-1.30	0.00	2.98E-08	-0.68	0.24	0.02
-0.4	-1.74	0.00	4.96E-08	-0.58	0.23	0.02
-0.5	-2.17	0.00	7.61E-08	-0.48	0.22	0.02
-0.6	-2.61	0.00	1.04E-07	-0.39	0.21	0.03
-0.7	-3.04	0.00	1.39E-07	-0.30	0.20	0.03
-0.8	-3.48	0.00	1.76E-07	-0.22	0.18	0.03
-0.9	-3.91	0.00	2.16E-07	-0.14	0.17	0.03
-1.0	-4.35	0.00	2.59E-07	-0.07	0.15	0.04
-1.2	-5.22	0.00	3.49E-07	0.05	0.12	0.04
-1.4	-6.09	0.00	4.42E-07	0.14	0.09	0.03
-1.6	-6.95	0.00	5.33E-07	0.21	0.06	0.03
-1.8	-7.82	0.00	6.20E-07	0.25	0.04	0.03
-2.0	-8.69	0.00	7.00E-07	0.27	0.01	0.02
-3.0	-13.04	0.00	9.55E-07	0.18	-0.04	0.00
-4.0	-17.39	0.00	9.98E-07	0.04	-0.03	-0.01
-5.0	-21.73	0.00	9.94E-07	-0.01	0.00	0.00
-6.0	-26.08	0.00	9.79E-07	0.00	0.00	0.00

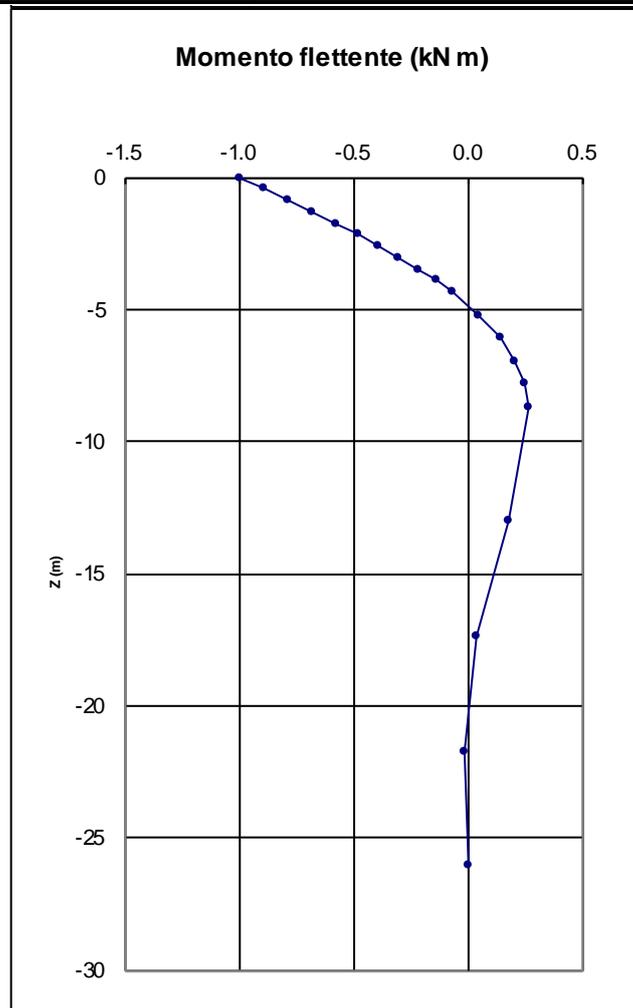


Figura 5 \_ Andamento del momento flettente lungo lo sviluppo del palo.

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	83 di 103

## 7.9 Azioni di calcolo

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle azioni di calcolo agenti in testa ai pali provenienti dalle varie combinazioni:

SLU

### SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Al - SLU - N max gr.1	40011	7338	460	4829	72731	5462	1207	613
Al - SLU - MT max gr.1	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - ML max gr.1	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - N max gr.2	39092	7978	460	4643	75176	5449	1066	666
Al - SLU - MT max gr.2	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - ML max gr.2	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - N max gr.3	39092	7338	460	4643	69513	5292	1224	613
Al - SLU - MT max gr.3	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - ML max gr.3	37269	7338	460	4086	63134	4950	1261	613
Al - SLU - Vento ponte scarico	37269	7338	586	5075	63134	4972	1239	613
Al - SLU - N max gr.1	30294	5264	394	4309	55242	4155	894	440
Al - SLU - MT max gr.1	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - ML max gr.1	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - N max gr.2	29375	5903	394	4124	57687	4142	754	493
Al - SLU - MT max gr.2	29375	5903	394	4124	57687	4142	754	493
Al - SLU - ML max gr.2	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - N max gr.3	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - MT max gr.3	29375	5264	394	4124	52024	3985	911	440
Al - SLU - ML max gr.3	27552	5264	394	3567	45645	3643	949	440
Al - SLU - Vento ponte scarico	25257	4222	394	3567	44947	3433	777	353
						5462	754	666

SLV

### SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV -dir.X 1	27134	18477	3209	14485	114327	5759	-1236	1563
SLV -dir.X 2	24060	18477	3209	14472	110430	5394	-1384	1563
SLV -dir.Y 1	27134	7499	10364	45647	63586	5042	-520	1066
SLV -dir.Y 2	24060	7499	10364	45634	59689	4677	-667	1066
SLV -dir.Z+	31126	7593	3209	14610	70394	4874	314	687
SLV -dir.Z-	20880	7593	3209	14566	57403	3658	-178	687
						5759	-1384	1563

SLE

### SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE Rara - N max gr.1	26957	4921	447	3984	44892	3582	911	412
SLE Rara - MT max gr.1	28988	4975	312	3317	52424	3946	886	415
SLE Rara - ML max gr.1	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - N max gr.2	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - MT max gr.2	28307	5449	312	3179	54236	3936	782	455
SLE Rara - ML max gr.2	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - N max gr.3	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - MT max gr.3	28307	4975	312	3179	50041	3820	898	415
SLE Rara - ML max gr.3	26957	4975	312	2767	45316	3567	926	415
SLE Rara - Vento ponte scarico	25257	4203	312	2767	44798	3411	799	351
						3946	782	455

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	84 di 103

## 7.10 Verifica di capacità portante

La capacità portante dei pali del viadotto è stata valutata con riferimento a quota testa palo a 3 m da p.c. e falda a 3 m da p.c. e con la stratigrafia media cautelativa di seguito riportata.

### Capacità portante in condizioni statiche

$N = 5462 \text{ kN}$

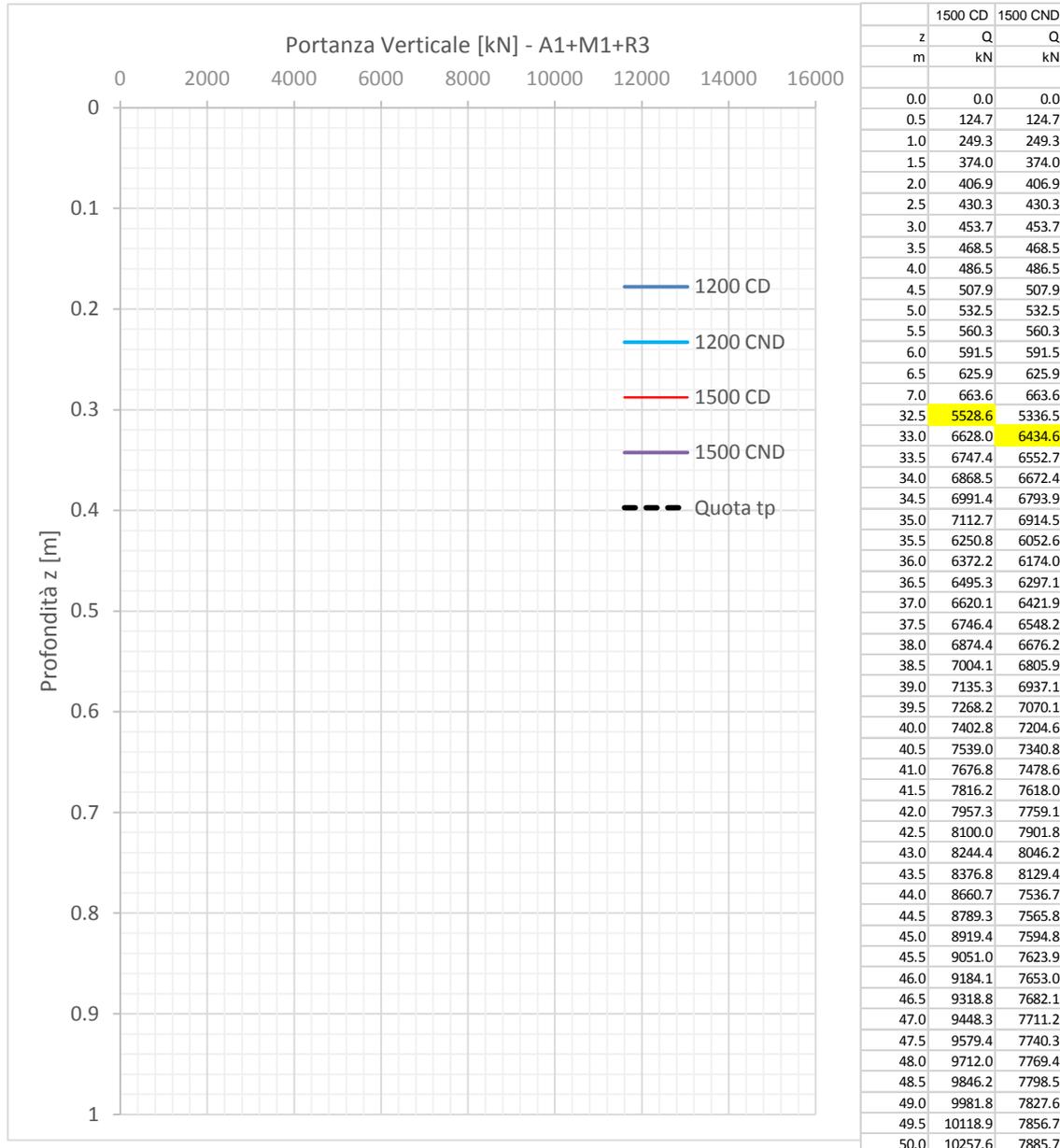


Figura 6 \_ Curva di capacità portante.

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	85 di 103

Capacità portante in condizioni sismiche

N = 5759 kN

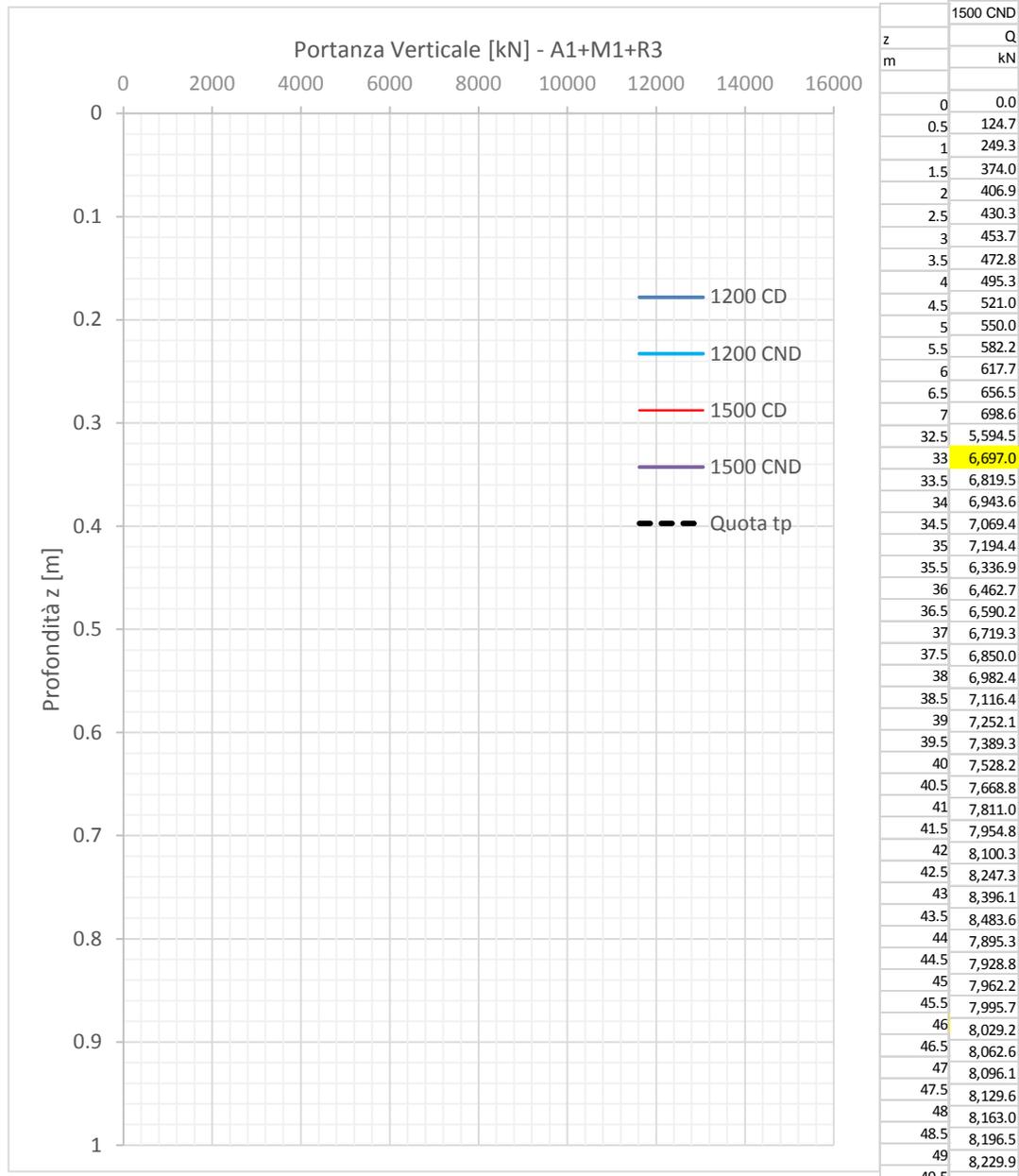


Figura 7 \_ Curva di capacità portante.

Capacità portante laterale – SLE

N = 3946 kN

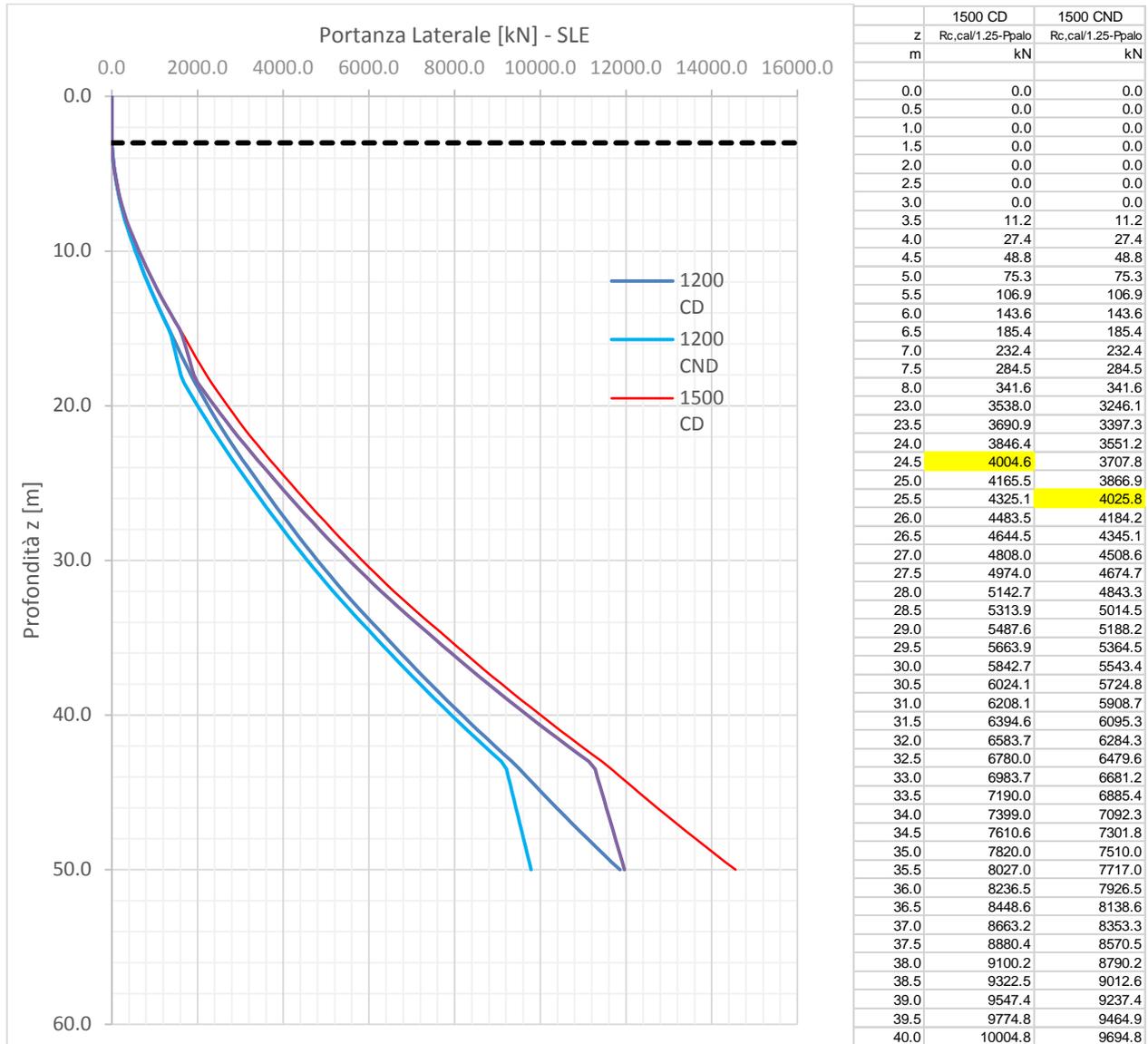


Figura 8 \_ Curva di capacità portante – SLE.

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	87 di 103

Le lunghezze effettive dei pali che si ottengono dalle curve di capacità portante, depurando le altezze dai primi 3 metri relativi alla quota testa palo, sono:

Lunghezza pali			
	Nmax	φ1500 CD	φ1500 CND
SLU	[kN]	[m]	[m]
	5462	29.5	30
	Nmax	φ1500 CND_sisma	
SLV	[kN]	[m]	
	5759	30	
	Nmax	φ1500 CD	φ1500 CND
SLE	[kN]	[m]	[m]
	3946	21.5	22.5

Tabella 16 \_ Valori effettivi della lunghezza del palo.

Pertanto si considera una lunghezza dei pali di fondazione del viadotto NW02 pari a 30 m.

### 7.11 Verifica a carico orizzontale

Si riportano di seguito i valori dello sforzo assiale e del taglio agenti in testa al palo, sia in condizioni statiche che sismiche:

SLU	
Nmin	Tmax
[kN]	[kN]
754	666

SLV	
Nmin	Tmax
[kN]	[kN]
-1384	1563

Vengono eseguite le verifiche a carico limite orizzontale in tre differenti condizioni:

- Verifica statica in condizioni drenate;
- Verifica statica in condizioni non drenate;
- Verifica sismica in condizioni non drenate;

### 7.11.1 Verifica statica CD

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)  
Raggio = 750 (mm)  
Sforzo Normale = 754 (kN)

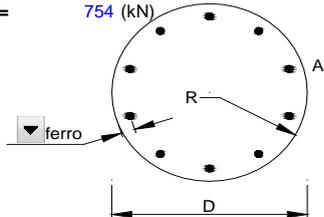
#### Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)  
fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c = 1.5$   
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (Mpa)



#### Acciaio

tipo di acciaio B450C

$f_{yk} = 450$  (Mpa)

$\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$  (Mpa)

$E_s = 210000$  (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.186\%$   
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

#### Armature

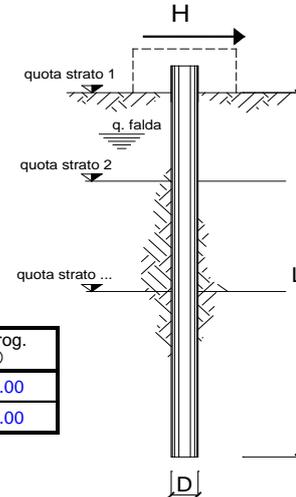
numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	ϕ 32	32169.91	98
36	ϕ 32	28952.92	162
0	ϕ 0	0.00	0

#### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 11437.2$  (kN m)

opera

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi	
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$
p.c.=strato 1	U1	97.00	19	9	29	2.88		29	2.88
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U2b	85.50	19.5	9.5	33	3.39		33	3.39
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2a	81.50	19.5	9.5	25	2.46		25	2.46
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2	78.50	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	U3	53.50	20.5	10.5	20	2.04		20	2.04
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00

Quota falda 95 (m)  
 Diametro del palo D 1.50 (m)  
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  11437.23 (kNm)  
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	4904.6 (kN)		4904.6 (kN)	
Palo intermedio	17801.3 (kN)		17801.3 (kN)	
Palo corto	61473.6 (kN)		61473.6 (kN)	
	<b><math>H_{med}</math> 4904.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b><math>H_{min}</math> 4904.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$  2885.06 (kN)  
**EFFICIENZA E del gruppo di pali** 0.80  
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$  **1775.42 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 666 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$  **666.00 (kN)**

**FS =  $H_d / F_d =$  2.67**

## 7.11.2 Verifica statica CND

### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)

Raggio = 750 (mm)

Sforzo Normale = 754 (kN)

#### Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_C$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 14.17$  (Mpa)

#### Acciaio

tipo di acciaio B450C

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_S$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.3$  (Mpa)

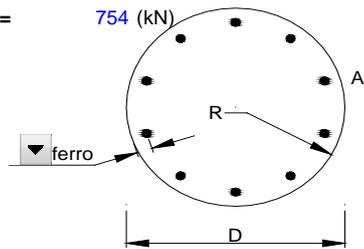
$E_s$  = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.186%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

#### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	φ 32	32169.91	98
36	φ 32	28952.92	162
0	φ 0	0.00	0



#### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 11437.2$  (kN m)

Viadotto NW02

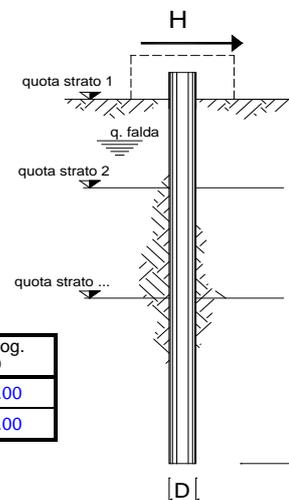
Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	92 di 103

opera

coefficienti parziali			A		M		R
			permanenti	variabili	$\gamma_{\psi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
Metodo di calcolo			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	U1	97.00	19	9	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U2b	85.50	19.5	9.5	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2a	81.50	19.5	9.5		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2	78.50	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	U3	53.50	20.5	10.5		1.00	70		1.00	70
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 95 (m)  
 Diametro del palo D 1.50 (m)  
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  11437.23 (kNm)  
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	4904.6 (kN)		4904.6 (kN)	
Palo intermedio	17244.1 (kN)		17244.1 (kN)	
Palo corto	59677.7 (kN)		59677.7 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 4904.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 4904.6 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 2885.06 \text{ (kN)}$$

**EFFICIENZA E del gruppo di pali**

$$H_d = E \cdot H_k / \gamma_T = 1775.42 \text{ (kN)}$$

Carico Assiale Permanente (G): G = 666 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 666.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 2.67$$

### 7.11.3 Verifica sismica CND

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)

Raggio = 750 (mm)

Sforzo Normale = -1384 (kN)

#### Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (Mpa)

#### Acciaio

tipo di acciaio B450C

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$  (Mpa)

$E_s$  = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.186%

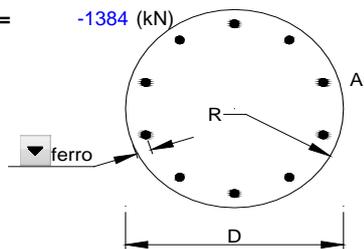
$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

#### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	φ 32	32169.91	98
36	φ 32	28952.92	162
0	φ 0	0.00	0

#### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 10920.3$  (kN m)



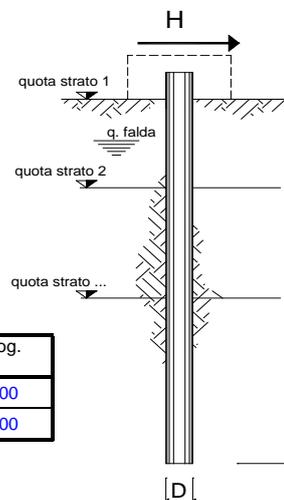
Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	94 di 103

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\psi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
S.L.U.	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	U1	97.00	19	9	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U2b	85.50	19.5	9.5	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2a	81.50	19.5	9.5		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2	78.50	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	U3	53.50	20.5	10.5		1.00	70		1.00	70
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 95 (m)  
 Diametro del palo D 1.50 (m)  
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 10920.32 (kNm)  
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	4683.6 (kN)		4683.6 (kN)	
Palo intermedio	17244.1 (kN)		17244.1 (kN)	
Palo corto	59677.7 (kN)		59677.7 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 4683.6 (kN) Palo lungo</b>		<b>H<sub>min</sub> 4683.6 (kN) Palo lungo</b>	

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) = 2755.07 \text{ (kN)}$$

**EFFICIENZA E del gruppo di pali**

$$H_d = E \cdot H_k / \gamma_T = 1695.42 \text{ (kN)}$$

Carico Assiale Permanente (G): G = 1563 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1563.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.08$$

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	95 di 103

## 7.12 Verifica strutturale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T * \alpha$$

$\alpha = 4.04$  (vedi relazione geotecnica)

### COMBO SLU

$$N_{\max} = 5462 \text{ kN} \quad T = 666 \text{ kN} \quad M = 666 * 4.04 = 2691 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 754 \text{ kN} \quad T = 666 \text{ kN} \quad M = 666 * 4.04 = 2691 \text{ kNm}$$

### COMBO SLE

$$N_{\max} = 3946 \text{ kN} \quad T = 455 \text{ kN} \quad M = 455 * 4.04 = 1838 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 782 \text{ kN} \quad T = 455 \text{ kN} \quad M = 455 * 4.04 = 1838 \text{ kNm}$$

### COMBO SLV

$$N_{\max} = 5759 \text{ kN} \quad T = 1563 \text{ kN} \quad M = 1563 * 4.04 = 6315 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -1384 \text{ kN} \quad T = 1563 \text{ kN} \quad M = 1563 * 4.04 = 6315 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare  $\varnothing 150 \text{ cm}$

$A_s = 40 + 36\phi 32$  staffe  $\phi 12/20$

La lunghezza del palo è pari a  $L = 30.00 \text{ m}$

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	96 di 103

## CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	32	[mm]	
Diametro staffe:	12	[mm]	
Classe Calcestruzzo:	C25/30		
Condizioni ambientali:	Ordinarie		
Vita nominale costruzione:	75	[anni]	Incremento di 10 mm rispetto a vita nominale di 50 anni
Tolleranza di posa:	10	[mm]	

### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe: 70 [mm]

### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali: 82 [mm]

Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 98 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni

## SLU

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

#### NOME SEZIONE: palo\_spalla

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
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 progetto fcd:	14.160 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080 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
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	97 di 103

Sf limite S.L.E. Comb. Rare:

337.50 MPa

## CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 75.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

## DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.2	40	32
2	0.0	0.0	58.8	36	32

## ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] 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	5462.00	2691.00	0.00	605.00	0.00
2	754.00	2691.00	0.00	605.00	0.00

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

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	3946.00	1838.00	0.00
2	782.00	1838.00	0.00

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

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	98 di 103

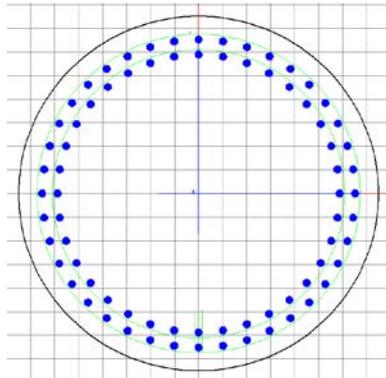
N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia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

N°Comb.	N	Mx	My
1	3946.00	1838.00 (2666.51)	0.00 (0.00)
2	782.00	1838.00 (1598.57)	0.00 (0.00)

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

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	3946.00	1838.00 (2666.51)	0.00 (0.00)
2	782.00	1838.00 (1598.57)	0.00 (0.00)



#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	-----------

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	99 di 103

1	S	5462.00	2691.00	0.00	5462.21	12162.56	0.00	4.52	611.2(53.0)
2	S	754.00	2691.00	0.00	754.02	11430.27	0.00	4.25	611.2(53.0)

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	75.0	0.00298	0.0	65.2	-0.00399	0.0	-65.2
2	0.00350	0.0	75.0	0.00287	0.0	65.2	-0.00549	0.0	-65.2

## 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 (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000053410	-0.000505759	----	----
2	0.000000000	0.000064152	-0.001311397	----	----

## VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L=lungh.legat.proietta-$ sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	605.00	3932.62	2029.52117.7	96.5	137.1	2.500	1.218	6.4	21.5(0.0)
2	S	605.00	3462.81	2126.53118.4	101.1	136.2	2.500	1.030	6.1	21.5(0.0)

## COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	100 di 103

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 [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.00	0.0	0.0	-29.4	0.0	-65.2	1043	48.3
2	S	4.37	0.0	0.0	-74.8	0.0	-65.2	2280	128.7

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e\_sm - e\_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00018	0	0.500	32.0	82	0.00009 (0.00009)	396	0.035 (990.00)	2666.51	0.00
2	S	-0.00042	0	0.500	32.0	82	0.00022 (0.00022)	375	0.084 (990.00)	1598.57	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.00	0.0	0.0	-29.4	0.0	-65.2	1043	48.3
2	S	4.37	0.0	0.0	-74.8	0.0	-65.2	2280	128.7

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00018	0	0.500	32.0	82	0.00009 (0.00009)	396	0.035 (0.40)	2666.51	0.00
2	S	-0.00042	0	0.500	32.0	82	0.00022 (0.00022)	375	0.084 (0.40)	1598.57	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.00	0.0	0.0	-29.4	0.0	-65.2	1043	48.3
2	S	4.37	0.0	0.0	-74.8	0.0	-65.2	2280	128.7

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	101 di 103

1	S	-0.00018	0	0.500	32.0	82	0.00009 (0.00009)	396	0.035 (0.30)	2666.51	0.00
2	S	-0.00042	0	0.500	32.0	82	0.00025 (0.00022)	375	0.094 (0.30)	1598.57	0.00

## SLV

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

#### NOME SEZIONE: palo\_spalla - SISMICO

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro

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 progetto fcd:	14.160 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080 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 progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	75.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.2	40	32
2	0.0	0.0	58.8	36	32

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	102 di 103

## ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] 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	5759.00	6315.00	0.00	1563.00	0.00
2	-1384.00	6315.00	0.00	1563.00	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5759.00	6315.00	0.00	5758.95	9646.01	0.00	1.53	611.2(53.0)
2	S	-1384.00	6315.00	0.00	-1383.91	7486.21	0.00	1.19	611.2(53.0)

## METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

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

Viadotto NW02

Relazione di calcolo Spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 78	CL NW02 04 001	A	103 di 103

1	0.00200	0.0	75.0	0.00173	0.0	65.2	-0.00193	0.0	-65.2
2	0.00133	0.0	75.0	0.00110	0.0	65.2	-0.00196	0.0	-65.2

#### 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 (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC; deve essere < 0.45  
C.Rid.             Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000028028	-0.000102126	----	----
2	0.000000000	0.000023425	-0.000429181	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:                            12 mm  
Passo staffe:                             20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver                    S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved                    Taglio di progetto [kN] = proiezz. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd                    Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd                    Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z                    Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
                          Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
                          I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw                     Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
                          E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg                    Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw                    Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast                    Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff                  Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
                          Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
                          L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
                          ta sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1563.00	3870.66	1982.90117.5	94.2	136.8	2.500	1.230	17.0	21.5(0.0)
2	S	1563.00	3345.49	2103.46118.1	100.0	137.1	2.500	1.000	16.0	21.5(0.0)