

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14H20000440001

**U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**

**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA**

**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

**IV03 - CAVALCAFERROVIA VIA FENILON**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI**

SCALA:

-

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

I N 1 0    1 0    D    2 6    C L    I V 0 3 0 4    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli <i>[Signature]</i>	Sett 2021	M. Rigo <i>[Signature]</i>	Sett 2021	C. Mazzocchi <i>[Signature]</i>	Sett 2021	A. Perego Sett 2021

File: IN1010D26CLIV0304001A

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>5</b>
1.1	ASPETTI GENERALI	5
1.2	ELEMENTI STRUTTURALI	5
1.2.1	METODO DI CALCOLO	6
1.2.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	7
1.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO	10
1.2.4	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	13
1.2.5	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	14
1.2.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	14
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	15
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	16
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	17
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	17
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	18
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	19
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	19
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	19
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	20
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	20
3.8	COPRIFERRI	20
4	CALCOLO DELLA STRUTTURA - SPALLA S1	21
4.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	21
4.1.1	SPALLA	21
4.2	DATI PER ANALISI SISMICA	22
4.3	COMBINAZIONI DI CARICO	22
4.4	AZIONI	23
4.4.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	23

4.4.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	23
5	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – FASE DI COSTRUZIONE FINALE – SPALLA S1	26
5.2	FUSTO	27
5.2.1	VERIFICHE FUSTO	27
5.3	MURI DI RISVOLTO – PORZIONE INFERIORE	30
5.3.1	VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO	30
5.4	MURI DI RISVOLTO – PORZIONE SUPERIORE	32
5.4.1	VERIFICHE PORZIONE SUPERIORE RISVOLTO	32
5.5	PLATEA DI FONDAZIONE	35
5.5.1	DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI	35
5.5.2	VERIFICHE PLATEA	36
5.6	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	38
5.6.1	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI	38
5.6.2	CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO	40
5.6.1	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI	41
6	CALCOLO DELLA STRUTTURA - SPALLA S2	42
6.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	42
6.1.1	SPALLA	42
6.2	DATI PER ANALISI SISMICA	43
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO	43
6.4	AZIONI	44
6.4.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	44
6.4.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	44
7	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – FASE DI COSTRUZIONE FINALE – SPALLA S2	47
7.2	FUSTO	48
7.2.1	VERIFICHE FUSTO	48
7.3	MURI DI RISVOLTO – PORZIONE INFERIORE	51
7.3.1	VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO	51
7.4	MURI DI RISVOLTO – PORZIONE SUPERIORE	54

<b>7.4.1</b>	<b>VERIFICHE PORZIONE SUPERIORE RISVOLTO</b>	<b>54</b>
<b>7.5</b>	<b>PLATEA DI FONDAZIONE</b>	<b>56</b>
<b>7.5.1</b>	<b>DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI</b>	<b>56</b>
<b>7.5.2</b>	<b>VERIFICHE PLATEA</b>	<b>57</b>
<b>7.6</b>	<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>59</b>
<b>7.6.1</b>	<b>VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI</b>	<b>59</b>
<b>7.6.2</b>	<b>CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO</b>	<b>61</b>
<b>7.6.3</b>	<b>VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI</b>	<b>62</b>

## 1 PREMESSA

### 1.1 ASPETTI GENERALI

Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti le spalle.

Relativamente al comportamento degli impalcati nei confronti delle azioni sismiche si prevede di fissare gli impalcati a spalle e pile mediante isolatori elastomerici.

### 1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

La spalla in S1 presenta una geometria classica, la platea, di forma rettangolare ha dimensioni 14.00m x 12,80m, ha uno spessore di 2m e si imposta su 16 pali di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=22.0m$ . Il fusto ha uno spessore costante di 1.50m ed altezza pari a 10.98 m. I risvolti hanno spessore di 1.20m per la parte inferiore e di 0,65m per quello superiore; per un'altezza di 5.40m per la parte inferiore e di 2.50 per la parte superiore.

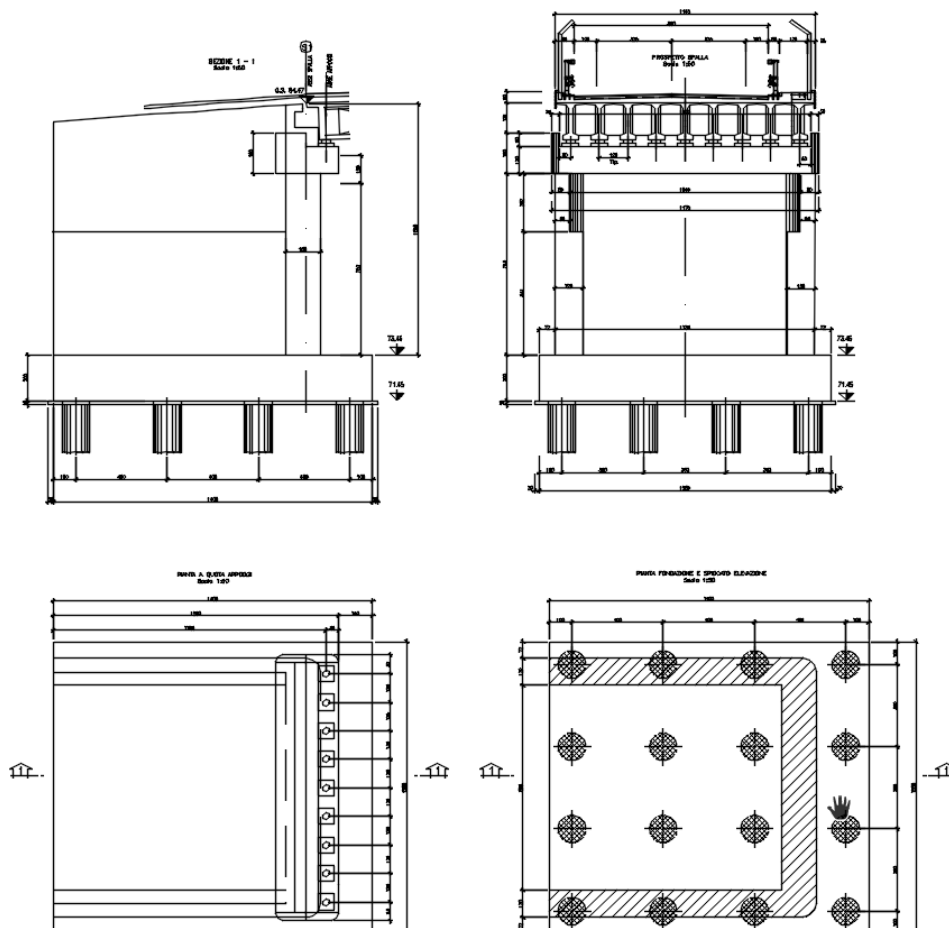
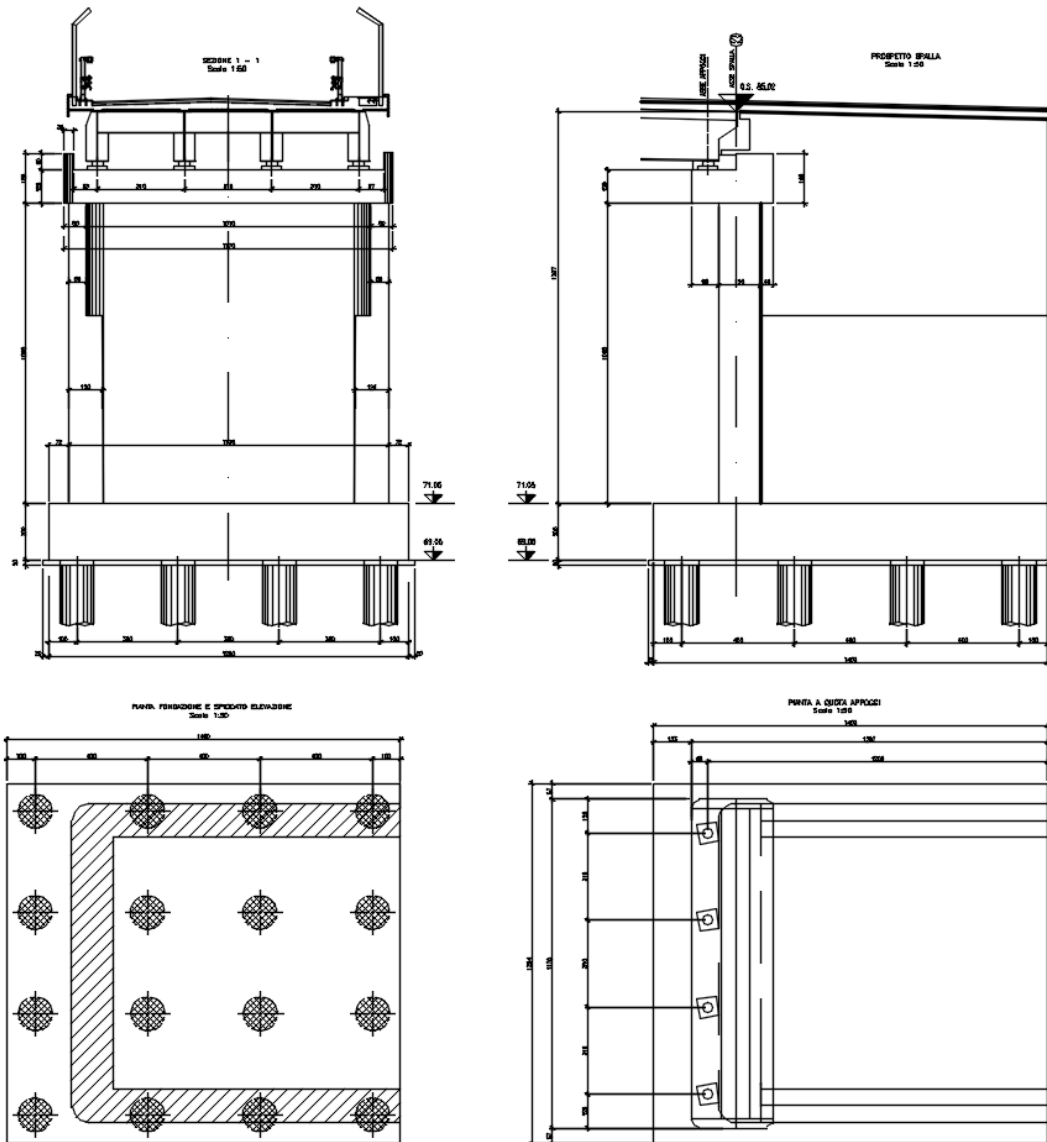


Figura 1 Spalla S1

La spalla in S2 ha la platea, ha dimensioni 14.00m x 12,80m, ha uno spessore di 2m e si imposta su 16 pali di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=22.0$ m.

Il fusto ha uno spessore costante di 1.50m ed altezza pari a 13.97 m.

I risvolti hanno spessore di 1.20m per la parte inferiore e di 0,65m per quello superiore; per un'altezza di 6.71m per la parte inferiore e di 3.96 per la parte superiore.



**Figura 2 Spalla S2**

### 1.2.1 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni" e relative Istruzioni.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI</b>	<b>COMMESSA</b> IN10	<b>LOTTO</b> 10	<b>CODIFICA</b> D26CL	<b>DOCUMENTO</b> IV0304001	<b>REV.</b> A	<b>FOGLIO</b> 7 di 62

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

### 1.2.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

### IMPALCATO

Per quanto riguarda l'azione sismica, si fa riferimento alla relazione relativa all'impalcato.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

## SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2018, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l’azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi”....“Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l’impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l’impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze”...”.*

Essendo le pile e le spalle sede di dispositivi elastomerici, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.10.2), la sottostruttura deve mantenersi in campo elastico: a tal riguardo quindi, nel calcolo allo SLV, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

## DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

Per la definizione dell’azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell’opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d’uso assunta è la IV ( $C_u = 2.0$ )

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l’azione sismica, data la vita nominale e la classe d’uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l’azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell’azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell’Allegato B della norma, è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di **categoria B**, espressa come frazione dell’accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;



$T_c^*$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25'38 N e Longitudine 10°54'35 E, ad una quota di circa 84 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271
SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.150$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.000$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.150 \cdot 0.259 = 0.298g \approx 0.300g$$

Così come consentito dalla normativa verrà trascurato il sisma verticale trattandosi di intervento ubicato in zona 3.

Le spinte delle terre sono calcolate mediante la formula di Mononobe e Okabe.

### 1.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q<sub>T</sub> azioni termiche
- Q<sub>w</sub> azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

1) – **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

2) – **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:

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

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

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

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

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

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

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

6) – **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub> (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 omessi i carichi Q<sub>kj</sub> che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G<sub>2</sub>.

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.IV per i parametri di resistenza per le opere di sostegno su fondazioni profonde (pali) .

**OPERE DI FONDAZIONE – FONDAZIONI SU PALI (CAP.6.4.3)**

*Approccio 1*

(A1+M1+R1) (verifica struttura)  
 (A2+M1+R2) (verifica geotecnica)

Relativamente ai tiranti si farà riferimento ai seguenti parametri:

**TIRANTI DI ANCORAGGIO (CAP.6.6)**

(A1+M1+R3) (dimensionamento geotecnico)

**Tabella 6.2.I/5.1.V** - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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, Variazioni termiche, 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 GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare 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

**Tabella 6.2.II** - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

**Tabella 6.4.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_s$  da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma_k$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

**Tabella 6.4.IV** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

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

Per la verifica di portanza dei **tiranti** si fa riferimento a quanto indicato nelle tabelle seguenti

**Tabella 6.6.I** - Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{R_{a,t}}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R_{a,p}}$	1,2

**Tabella 6.6.III:** Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero  $n$  di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

- 1A) STR)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$   
 $\Rightarrow$  (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 1B) GEO)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$   
 $\Rightarrow$  (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 6) Eccezionale)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$
- 4) Quasi permanente)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5A) STR)  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$   
 $\Rightarrow$  (terreno non defattorizzato e spinta attiva)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$  (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume  $\psi_{2i} = 0.00$ .

#### 1.2.4 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

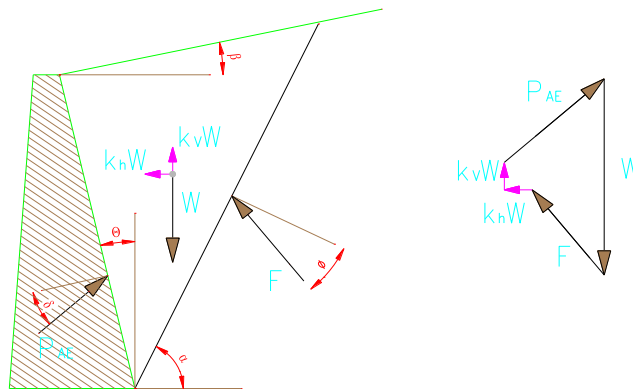
Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni

sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni derivanti dall'impalcato proporzionalmente alle rigidzze di pile e spalle.

### 1.2.5 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E<sub>ws</sub> : spinta idrostatica

$\gamma^*$  : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_r / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2 (\phi - \theta - \psi)]}{[\cos \psi * \cos^2 \theta * \cos (\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin (\delta + \phi) * \sin (\phi - \beta - \psi) / \cos (\delta + \theta + \psi) / \cos (\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE (k_v)} - S_a$$

### 1.2.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 17/01/2018); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per la tipologia di vincolamento assunto (isolatori elastomerici) in condizioni sismiche le “sottostrutture” devono rimanere in campo elastico; si sono quindi effettuate le seguenti verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

### **1.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

- Relazione Tecnica Descrittiva
- Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni
- Relazione di Calcolo Pile
- Relazione di Calcolo Opere Provvisionali
- Relazioni di Calcolo Impalcati

## **2       NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

**Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018**

**Circolare 21 Gennaio 2019 n.7**

**CNR – DT 207/2008**

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

**RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II Sezione 2 –  
PONTI E STRUTTURE**

**EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005**



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

#### 3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9988	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rck minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
<b>2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione</b>								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
<b>3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
<b>4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti</b>								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
<b>6 Attacco chimico</b>								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

**Conglomerato cementizio per elementi strutturali:**

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi$ >800mm	XC2	C25/30	60	S4	0.60	40
PLINTI - PLATEE	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40
ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XF2	C32/40	40	S4	0.50 (+4%)	32

(non si ritiene di applicare la classe XD3, poiché oltre ai sali disgelanti è prevista la situazione di gelo-disgelo (XF4) che costituisce l'unica causa della presenza di cloruri, né vi sono altre fonti da cui provengano cloruri, per questo motivo la classe di esposizione XD3 non appare nella Tabella).

**3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE**

Nel capitolo 4 del DM 17/01/2018 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

**Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

**Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_4$	Stato limite	$w_4$
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	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo  $w_4$ , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

Scheda riassuntiva parametri di fessurazione secondo DM2018:

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	$w_d$
PALI	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
PLINTI - PLATEE	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XF2	b	frequente	0.3
			quasi permanente	0.2
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

Le verifiche saranno comunque condotte secondo quanto prescritto **dall'Istruzione 44A di RFI**, in cui i valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

- $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.1.2018.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto, ai sensi del D.M. 17.01.2018, p.to 4.1.2.2.4.6.

### 3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

### 3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 30$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm <sup>2</sup>

### 3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 30$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm <sup>2</sup>

### 3.6 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 40$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm <sup>2</sup>

### 3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato / $f_y$ nom	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>

### 3.8 COPRIFERRI

Pile e Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - $c_{min}$ [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $\phi \geq 800$ mm	60
Platea	40
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	40
Baggioli	40
Cordoli	40

## 4 CALCOLO DELLA STRUTTURA - SPALLA S1

Di seguito, vengono riportate le verifiche delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

### 4.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte delle spalle si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

#### 4.1.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte. I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza  $k$  sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

$$E_o := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

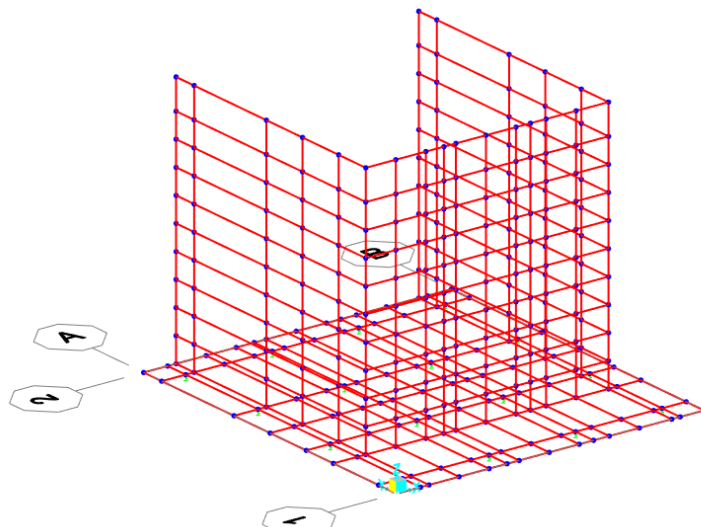
$$\phi_{\text{PALO}} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 22 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{\text{PALO}} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{PALO}}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_o \cdot A_{\text{PALO}}}{L} = 1618114,424 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

La fondazione a platea, i muri di risvolto e il muro paraghiaia sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



## 4.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

## 4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

2) SLE - Combinazione caratteristica rara  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$

3) SLE - Combinazione frequente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

4) SLE - Quasi Permanente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

5A) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A1M1)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

5B) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A2M1)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

## 4.4 AZIONI

### 4.4.1 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

#### 4.4.1.1 CARICHI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

Le azioni provenienti dall'impalcato sono state determinate dai modelli precedentemente descritti e le varie forze sono state introdotte all'interno del software al fine di determinare le sollecitazioni sulle spalle.

#### 4.4.1.2 AZIONE DI FRENAMENTO

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$ , secondo §5.1.3.5 NTC18 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

$$q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 426 \text{ kN}$$

### 4.4.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

#### 4.4.2.1 PESO PROPRIO

Avendo effettuato l'implementazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidezza, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

#### 4.4.2.2 SPINTA DELLE TERRE

##### 4.4.2.2.1 Spinta Del Terreno

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla. Le pressioni sono state inserite direttamente alla spalla mediante il software di calcolo, in funzione dell'altezza del terreno e del peso di volume pari a  $19 \text{ k/m}^3$ .

#### 4.4.2.2.2 Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno

Secondo quanto indicato nella Circolare 17 gennaio 2018, n. 7 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

*Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno*

sovraccarico concomitante con impalcato carico	kN/m <sup>2</sup>	<b>9.00</b>
sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m <sup>2</sup>	<b>20.00</b>

#### **COMBINAZIONE MI**

<b>D.a)</b> pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>3.84</b>
<b>E.a)</b> pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>8.53</b>
Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	<b>-1229.58</b>
Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	<b>-2732.39</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>4.65</b>

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

- a Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
- b Carichi solo impalcato
- c Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
- d Assenza di impalcato



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

#### 4.4.2.2.3 Spinta Relativa Al Terreno Di Valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

#### 4.4.2.2.4 Carico Sulla Platea Fondazione

	<i>SPALLA</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		<b>11</b>
<b>A2.a-A2.b)</b>	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>209</b>
<b>D.a-D.b)</b>	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>9.00</b>
	<i>RISVOLTO SX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		<b>11</b>
<b>A2.a-A2.b)</b>	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>209</b>
<b>D.a-D.b)</b>	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>9.00</b>
	<i>RISVOLTO DX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		<b>11</b>
<b>A2.a-A2.b)</b>	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>209</b>
<b>D.a-D.b)</b>	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>9.00</b>

#### 4.4.2.3 **AZIONE DEL VENTO**

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	13
Pressione del vento (kN/m <sup>2</sup> )	$p_v =$	2.50
Coefficiente di afferenza azioni spalla	$\xi_{str} =$	1.00
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	34.80

#### 4.4.2.4 **AZIONE SISMICA**

L'influenza delle azioni sismiche relativamente alla struttura e al terreno, sono considerate automaticamente dal programma di calcolo in funzione delle masse sismiche.

## **5 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – FASE DI COSTRUZIONE FINALE – SPALLA S1**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1):  $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite Raro: si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ .

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente").

## 5.2 FUSTO

### 5.2.1 VERIFICHE FUSTO

#### 5.2.1.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative al fusto:

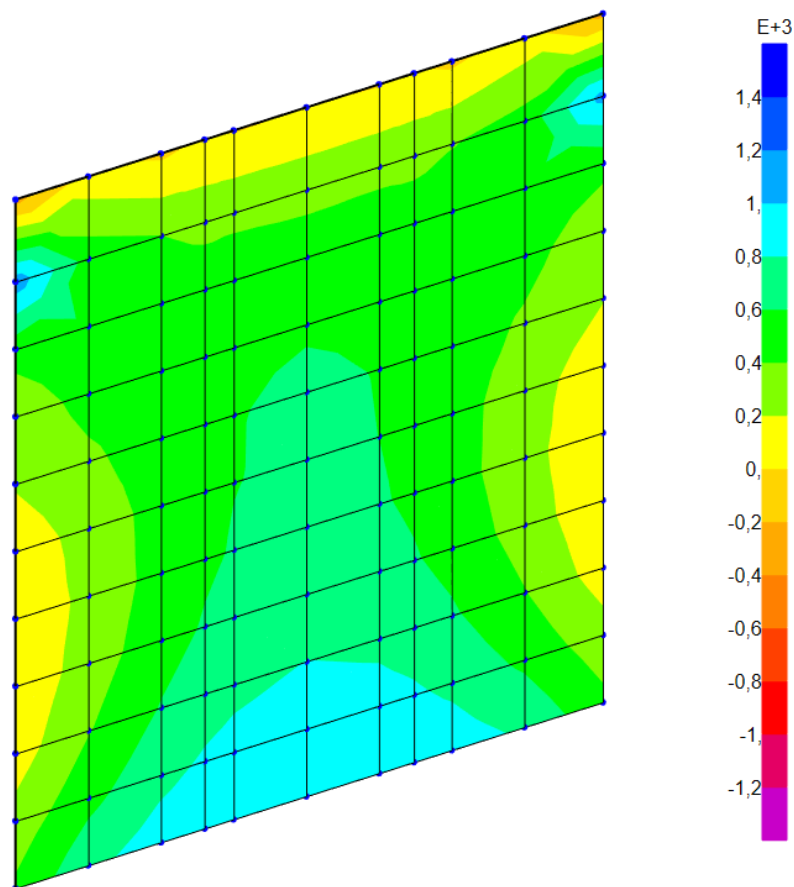
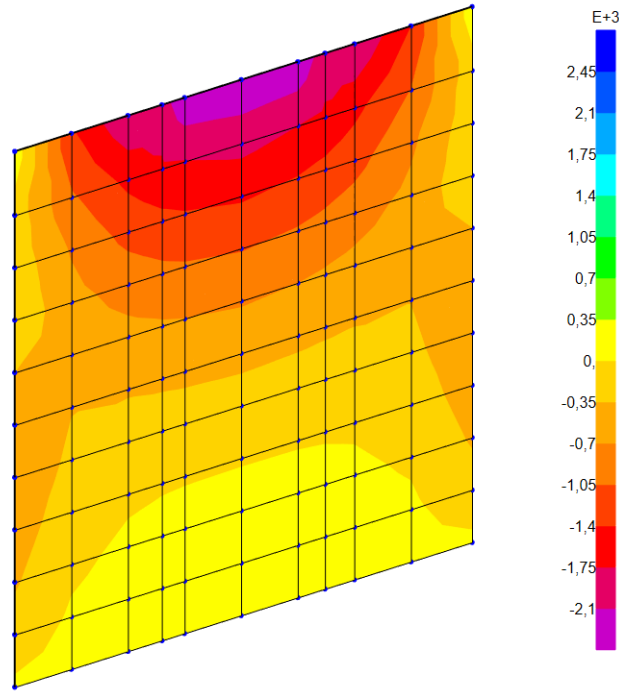


Diagramma dei momenti M22



**Diagramma momenti M11**

**5.2.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE**

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 6 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	19,01	7,6
			2	19,01	50
			3	19,01	142
			4	19,01	100
			5	9,42	10
			6	9,42	140

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
N<sub>Ed</sub> 4000 kN  
M<sub>xEd</sub> 1400 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

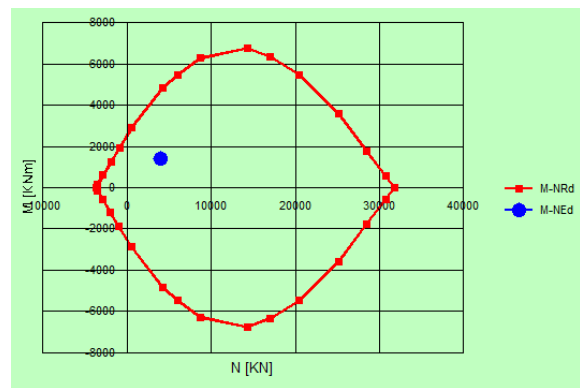
**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
B450C C32/40  
E<sub>su</sub> 67,5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 %  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,7 %  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
E<sub>syd</sub> 1,957 % σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

**Calcolo MRd**  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
N° rett. 100  
Dominio M-N  
Precompresso

**Metodo di calcolo**  
S.L.U. Metodo n  
**Tipo flessione**  
Retta Deviato

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
M<sub>xRd</sub> 4,731 kNm  
α<sub>c</sub> 18,7 N/mm²  
α<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3,5 %  
ε<sub>s</sub> 10,67 %  
d 142 cm  
x 35,07 x/d 0,247  
δ 0,7487



### 5.2.1.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$A_{traz} := 28,42 \text{ cm}^2$$

$$h := 150 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$A_{comp} := 28,42 \text{ cm}^2$$

$$d := h - c = 143 \text{ cm}$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$M := 730 \text{ kN m}$$

$$n := 15$$

$$x := 33,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{traz}} = 199,58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{eff} := \min \left( \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94$$

$$\rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,01624$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0003699593 \quad \text{maggiore di:} \quad 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000598744441$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 26,32 \text{ cm}$$

$$W_R := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,166 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

## 5.3 MURI DI RISVOLTO – PORZIONE INFERIORE

### 5.3.1 VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO

#### 5.3.1.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

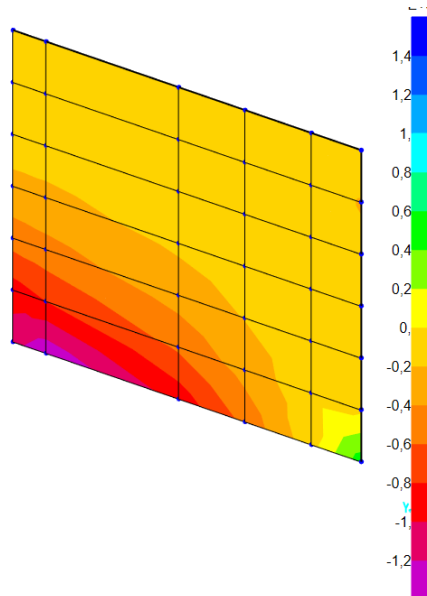


Diagramma momenti M22

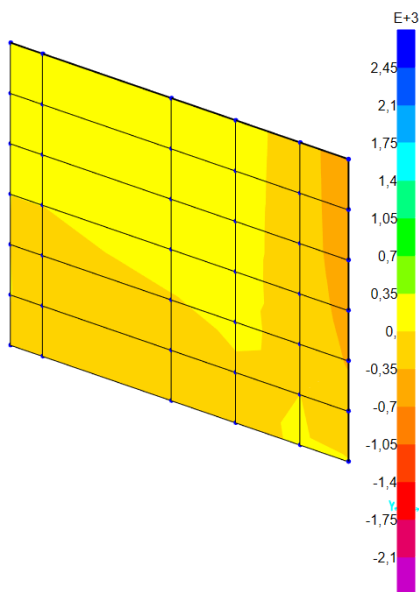


Diagramma momenti M11

### 5.3.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1  N° strati barre: 5

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	19,01	7,6
			2	19,01	112,4
			3	4,02	60
			4	19,01	14
			5	19,01	106

**Sollecitazioni**  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 2500 kN  
M<sub>xEd</sub>: 1347 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

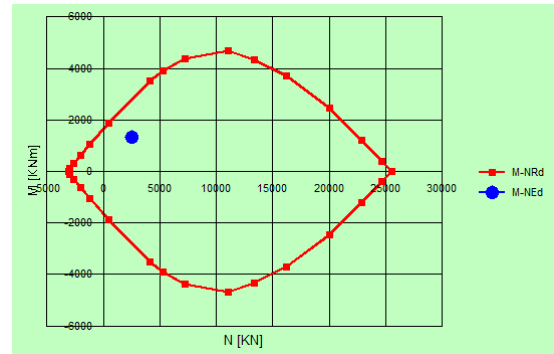
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U. +  S.L.U. -  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Devziata

N° rett.: 100  
Calcola MRd  Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  Precompresso

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub>: 67,5‰ ε<sub>c2</sub>: 2‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5‰  
E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,7  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,957‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 2.859 kNm  
σ<sub>c</sub>: -18,7 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 3,5‰  
ε<sub>s</sub>: 16,31‰  
d: 112,4 cm  
x: 19,86 x/d: 0,1767  
δ: 0,7



### 5.3.1.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{traz} := 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{comp} := 38 \text{ cm}^2$$

$$M := 908 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{traz}} = 207,08 \frac{N}{mm^2}$$

b := 100 cm  
h := 120 cm  
c := 4 cm  
d := h - c = 116 cm  
φ := 22 mm  
n := 15  
x := 18,5 cm

$$h_{eff} := \min \left( \begin{matrix} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{matrix} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,042$$

k<sub>t</sub> := 0,6  
k<sub>1</sub> := 0,8 **barra aderenza migliorata**  
k<sub>2</sub> := 0,5 **nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1**  
k<sub>3</sub> := 3,4  
k<sub>4</sub> := 0,425

deformazione unitaria media delle barre

$$\epsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0007586784 \text{ maggiore di: } 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000621237001$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 13,24 \text{ cm}$$

W<sub>K</sub> := 1,7 · ε<sub>sm</sub> · Δ<sub>sm</sub> = 0,171 mm **minore di 0,2mm**

## 5.4 MURI DI RISVOLTO – PORZIONE SUPERIORE

### 5.4.1 VERIFICHE PORZIONE SUPERIORE RISVOLTO

#### 5.4.1.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

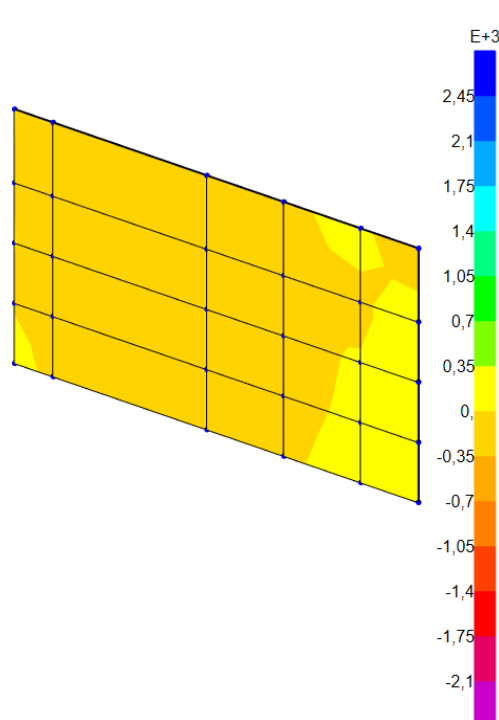
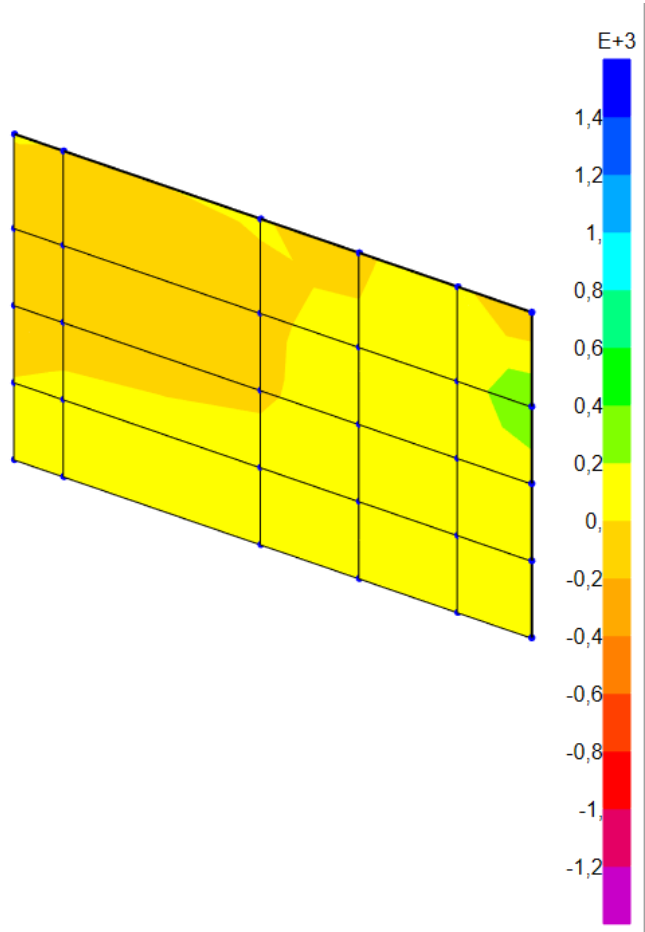


Diagramma momenti M11





**Diagramma momenti M22**

**5.4.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE**

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	65	1	22,81	4
			2	22,81	61
			3	0	0

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2121 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 519 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviato

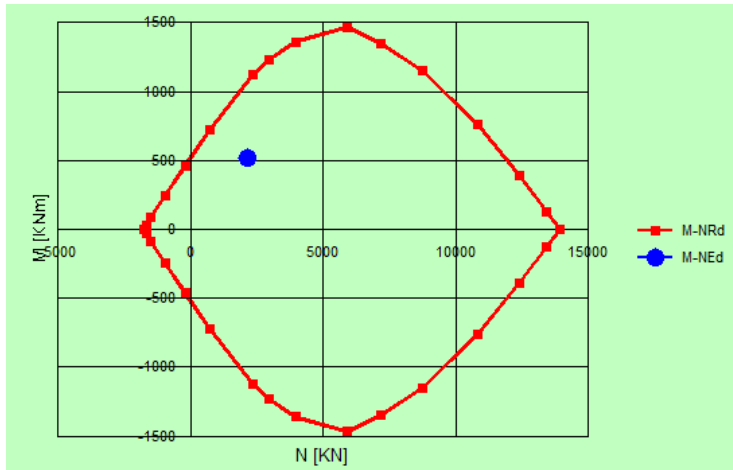
**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	18,7
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

M<sub>xRd</sub> 1,074 kN m

σ<sub>c</sub> -18,7 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 11,74 ‰  
d 61 cm  
x 14,01 x/d 0,2296  
δ 0,727

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso



### 5.4.1.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 65 \text{ cm} \quad c := 4 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 61 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 14 \text{ cm}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{traz} := 22,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{comp} := 22,81 \text{ cm}^2$$

$$M := 274 \text{ kN m}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{traz}} = 218,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{eff} := \min \left( \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_s := \frac{E_s}{E_c} = 5,94 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,02281$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 17,64 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,189 \text{ mm} \quad \text{minore di } 0,2 \text{ mm}$$

## 5.5 PLATEA DI FONDAZIONE

### 5.5.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

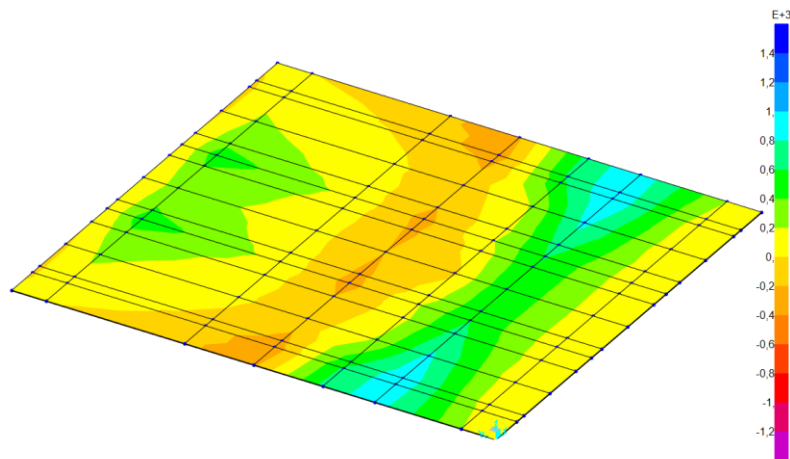


Diagramma momento M22

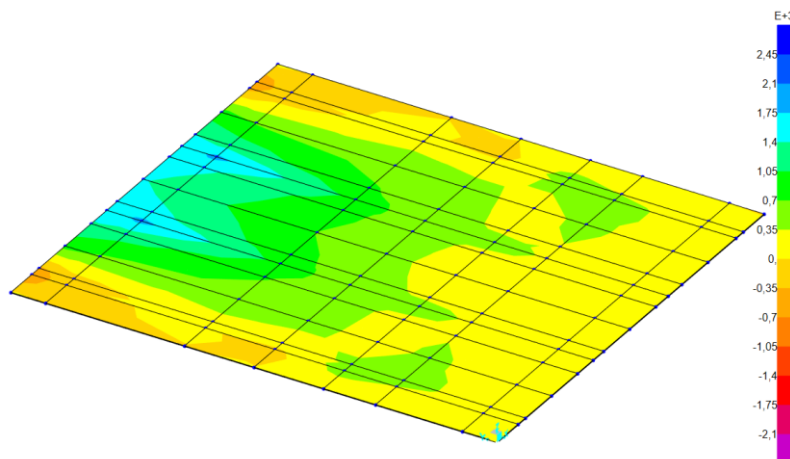
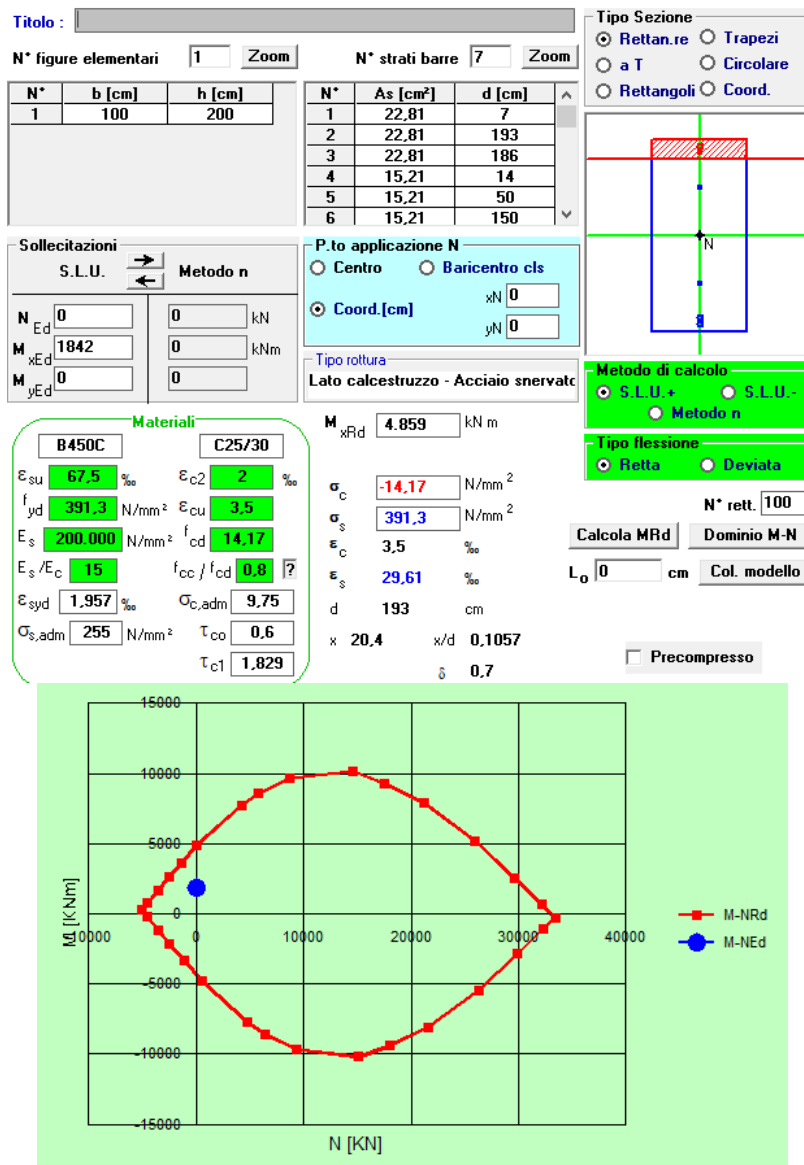


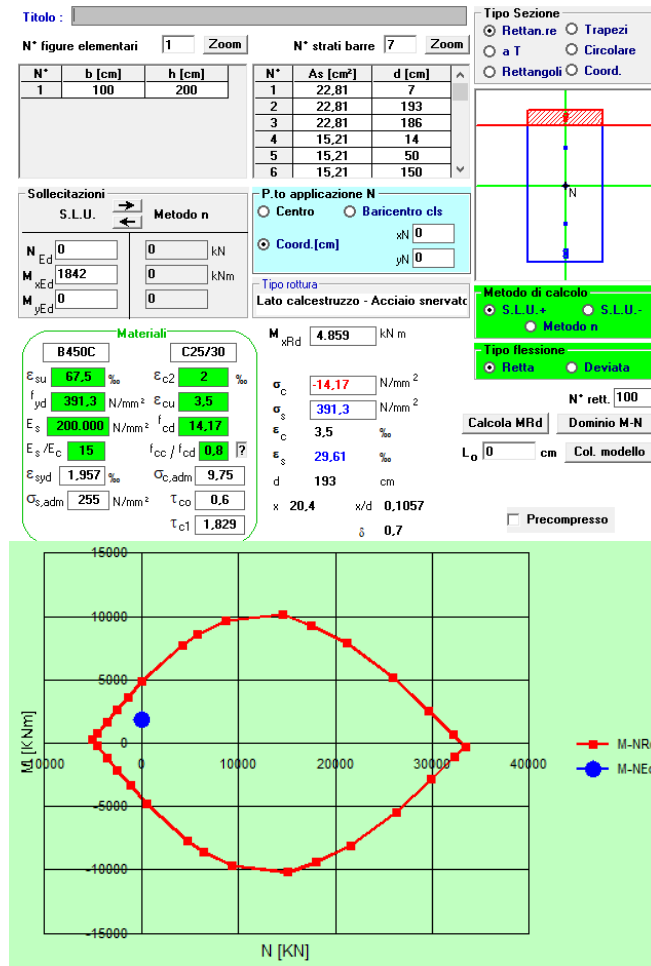
Diagramma momento M11

## 5.5.2 VERIFICHE PLATEA

### 5.5.2.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE IN DIREZIONE PARALLELA AL SENSO DI MARCIA



### 5.5.2.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AL SENSO DI MARCIA



### 5.5.2.2 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C25/30

$$f_{ctm} := 2,56 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c := 31447 \frac{N}{mm^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm}$$

$$c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 193 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 20,4 \text{ cm}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{traz} := 45,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{comp} := 45,62 \text{ cm}^2$$

$$M := 1310 \text{ kN m}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{traz}} = 165,32 \frac{N}{mm^2}$$

$$h_{eff} := \min \left( \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right] \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,36 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,02607$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 22,44 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,18 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

## 5.6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

### 5.6.1 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17/01/2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 22.00m e dalle analisi risulta che il carico massimo di compressione sul palo maggiormente sollecitato risulta essere pari a 5075 kN.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0304001	A	39 di 62

CALCOLO PORTANZA PALO FONDAZIONE

Palo lunghezza 22m e diametro  $d_p := 1,2 \text{ m}$

Dalla relazione geologica si possono desumere i seguenti parametri geotecnici:

-STRATIGRAFIA A: altezza strato 1  $h_1 := 22 \text{ m}$

$\gamma_1 := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$  peso specifico terreno

$\gamma_{s1} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$  peso specifico saturo terreno

$\phi_1 := 35$  angolo attrito terreno

$c_{u1} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$   $c_{u1} = 0 \text{ kPa}$  coesione non drenata

CARATTERISTICHE PALO FONDAZIONE

Il palo scelto è del tipo FRANKI con le seguenti caratteristiche:

-Lunghezza palo:  $L_p := 22 \text{ m}$

-Diametro palo:  $d_p := 1,2 \text{ m}$

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO IN CONDIZIONI DRENATE

CALCOLO PORTATA DI PUNTA IN CONDIZIONI DRENATE

La portata di punta di un palo è dato dalla seguente formula:

$$R_p := N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

In condizioni non drenate la resistenza alla punta è pari a:

$$R_p := N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

Calcolo tensione litostatica  $\sigma'_{vL}$

$$\sigma'_{vL} := \gamma_1 \cdot h_1 = 4,0992 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\sigma'_{vL} = 409,918 \text{ kPa}$$

Calcolo parametro  $N_q$  secondo teoria Berenzantzev

Dal grafico che mette in relazione angolo di attrito, e valore del coefficiente di capacità portante

$N_q$  in funzione del rapporto L/D (Viggiani - pag. 377) si ottiene:

$$\frac{L_p}{d_p} = 18,33 \quad \text{quindi si assume} \quad N_q := 45$$

$$\phi := \frac{(\phi_1 + 40)}{2} \quad \phi = 37,5$$

Considerando l'angolo di attrito pari a  $\phi = 37,5$  il parametro  $B_k$  assume il valore di

In condizioni drenate la resistenza alla punta risulta pari a:

$$R_p := 3,14 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2 \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL} \quad R_p = 20851,7073 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti correttivi di cui al paragrafo 6.4.3.1.1 NTC2018:

- $\xi_3 := 1,60$  n°3 indagini effettuate
- $\gamma_b := 1,35$  coefficiente parziale per resistenza alla base pali trivellati

si ottiene:  $R_{pb} := \frac{R_p}{\xi_3 \cdot \gamma_b} \quad R_{pb} = 9653,57 \text{ kN}$

Tale portanza verticale risulta maggiore della sollecitazione ricavata dagli SLU pari a 5075 kN.

## 5.6.2 CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO

Il momento resistente del palo di fondazione di lunghezza 22m e diametro D1.2m è il seguente:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 56  
 Diametro barre: 4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 0 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14,17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9,75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0,6  
 $\tau_{c1}$ : 1,829

**M<sub>xRd</sub>**: 10,017 kN m

$\sigma_c$ : -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 4,737 ‰  
 d: 112 cm  
 x: 47,59 x/d: 0,4249  
 $\delta$ : 0,9711

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso



## 5.6.1 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI

CALCOLO PORTANZA LATERALE PALO FONDAZIONE

DATI PALO

-LUNGHEZZA PALO:  $L := 22 \text{ m}$

-DIAMETRO PALO:  $d := 1,2 \text{ m}$

La forza orizzontale ultima vale:

$$\frac{H_u}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 3 \sqrt{\left( 3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2}$$

in cui:

- $k_p := 1,2$  coefficiente di spinta passiva k per sabbie e ghiaie
- $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  peso specifico terreno
- $M_y := 10017 \text{ kN m}$  momento resistente sezione palo in cls

Sviluppando la formula, la forza orizzontale ultima vale:

$$H_u := k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( 3 \sqrt{\left( 3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2} \right)$$

$$H_u = 3335,1406 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti indicati al paragrafo 6.4.3.1.2:

- $\gamma_t := 1,3$  coefficiente parziale  $R_3$
- $\xi_3 := 1,50$  fattore di correlazione per n°5 indagini effettuate

$$H_{u1} := \frac{H_u}{\gamma_t \cdot \xi_3}$$

$$H_{u1} = 1710,33 \text{ kN}$$

Tale valore risulta minore del valore delle azioni orizzontali derivanti

dalle combinazioni agli SLU pari a  $T := 1542 \text{ kN}$

## 6 CALCOLO DELLA STRUTTURA - SPALLA S2

Di seguito, vengono riportate le verifiche delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

### 6.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte delle spalle si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

#### 6.1.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte. I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza  $k$  sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

$$E_o := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

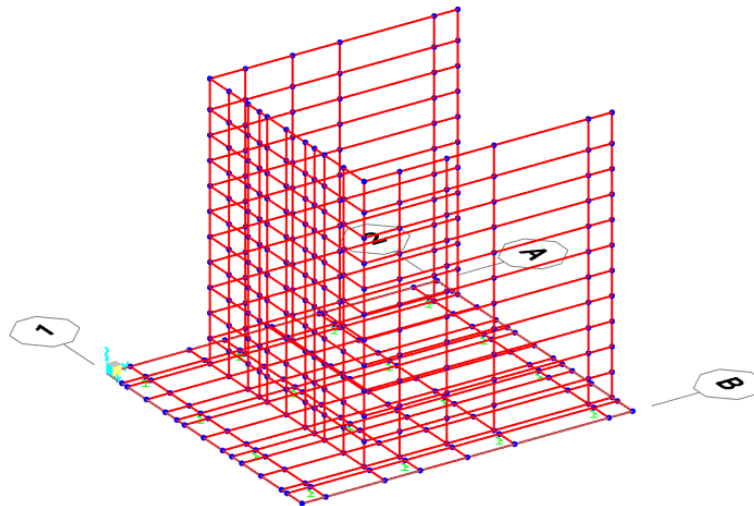
$$\phi_{\text{PALO}} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 22 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{\text{PALO}} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{PALO}}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_o \cdot A_{\text{PALO}}}{L} = 1618114,424 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

La fondazione a platea, i muri di risvolto e il muro paraghiaia sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



## 6.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

## 6.3 COMBINAZIONI DI CARICO

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

2) SLE - Combinazione caratteristica rara  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$

3) SLE - Combinazione frequente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

4) SLE - Quasi Permanente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

5A) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A1M1)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A2M1)

5B) attiva)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

## 6.4 AZIONI

### 6.4.1 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

#### 6.4.1.1 CARICHI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

Le azioni provenienti dall'impalcato sono state determinate dai modelli precedentemente descritti e le varie forze sono state introdotte all'interno del software al fine di determinare le sollecitazioni sulle spalle.

#### 6.4.1.2 AZIONE DI FRENAMENTO

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$ , secondo §5.1.3.5 NTC18 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

$$q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 448 \text{ kN}$$

### 6.4.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

#### 6.4.2.1 PESO PROPRIO

Avendo effettuato l'implementazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidità, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

#### 6.4.2.2 SPINTA DELLE TERRE

##### 6.4.2.2.1 Spinta Del Terreno

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla. Le pressioni sono state inserite direttamente alla spalla mediante il software di calcolo, in funzione dell'altezza del terreno e del peso di volume pari a  $19 \text{ k/m}^3$ .

#### 6.4.2.2.2 Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno

Secondo quanto indicato nella Circolare 17 gennaio 2018, n. 7 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

*Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno*

sovraccarico concomitante con impalcato carico	kN/m <sup>2</sup>	<b>9.00</b>
sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m <sup>2</sup>	<b>20.00</b>

#### **COMBINAZIONE MI**

<b>D.a)</b> pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>3.84</b>
<b>E.a)</b> pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>8.53</b>
Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	<b>-1229.58</b>
Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	<b>-2732.39</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>4.65</b>

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

- a Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
- b Carichi solo impalcato
- c Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
- d Assenza di impalcato

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A

#### 6.4.2.2.3 Spinta Relativa Al Terreno Di Valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

#### 6.4.2.2.4 Carico Sulla Platea Fondazione

	<i>SPALLA</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		<b>11</b>
<b>A2.a-A2.b)</b>	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>209</b>
<b>D.a-D.b)</b>	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>9.00</b>
	<i>RISVOLTO SX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		<b>11</b>
<b>A2.a-A2.b)</b>	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>209</b>
<b>D.a-D.b)</b>	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>9.00</b>
	<i>RISVOLTO DX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		<b>11</b>
<b>A2.a-A2.b)</b>	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>209</b>
<b>D.a-D.b)</b>	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>		<b>9.00</b>

#### 6.4.2.3 **AZIONE DEL VENTO**

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	13
Pressione del vento (kN/m <sup>2</sup> )	$p_v =$	2.50
Coefficiente di afferenza azioni spalla	$\xi_{str} =$	1.00
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	32.50

#### 6.4.2.4 **AZIONE SISMICA**

L'influenza delle azioni sismiche relativamente alla struttura e al terreno, sono considerate automaticamente dal programma di calcolo in funzione delle masse sismiche.

## **7 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – FASE DI COSTRUZIONE FINALE – SPALLA S2**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1):  $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite Raro: si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ .

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente").

## 7.2 FUSTO

### 7.2.1 VERIFICHE FUSTO

#### 7.2.1.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative al fusto:

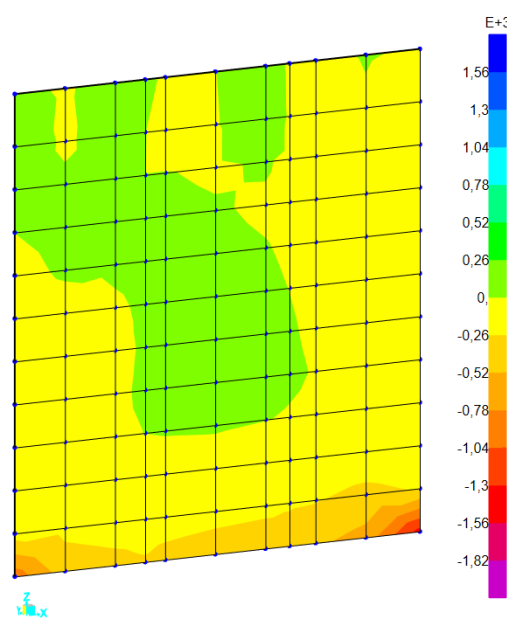


Diagramma dei momenti M22

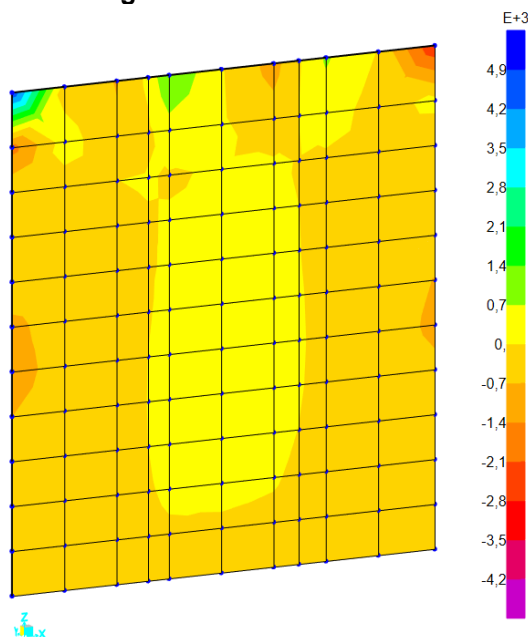


Diagramma momenti M11



### 7.2.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari:  Zoom

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	19,01	7,6
			2	4,02	75
			3	19,01	142

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>Ed</sub>: 813 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

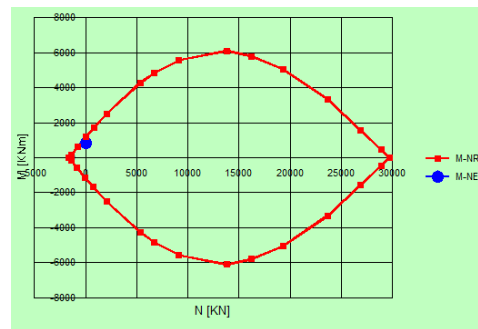
Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub>: 67,5 % ε<sub>c2</sub>: 2 %  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 %  
E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,7 %  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,957 % σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 1,155 kNm

σ<sub>c</sub>: -18,7 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,428 %  
ε<sub>s</sub>: 67,5 %  
d: 142 cm  
x: 6,863 x/d: 0,04833  
ξ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso



### 7.2.1.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{N}{mm^2} \quad E_s := 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c := 33642,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 150 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 143 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 39,41 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left( \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ \frac{h - x}{3} \end{array} \right] \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,24$$

$$\rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,03429$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0304001	A	50 di 62

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,000481618$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 20,42 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,17 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

## 7.3 MURI DI RISVOLTO – PORZIONE INFERIORE

### 7.3.1 VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO

#### 7.3.1.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

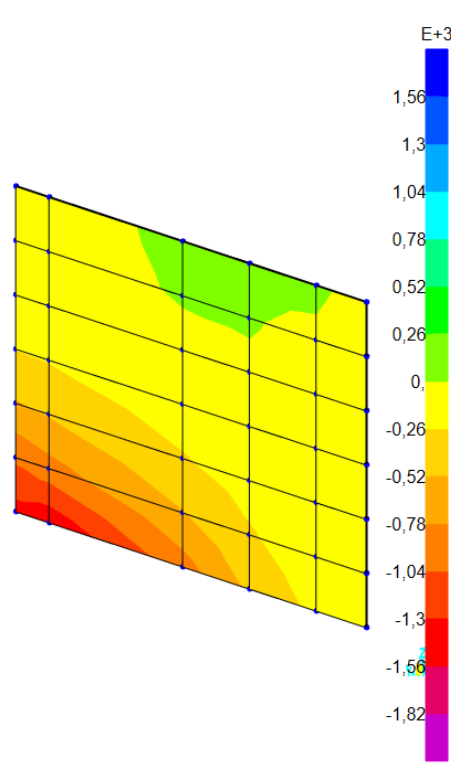


Diagramma momenti M22



### 7.3.1.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 33642,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 120 \text{ cm} \quad c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 113 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 33,16 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left( \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ \frac{h - x}{3} \end{array} \right] \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,24 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,02286$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0004429276$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 23,62 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,18 \text{ mm} \quad \text{minore di } 0,2 \text{ mm}$$

## 7.4 MURI DI RISVOLTO – PORZIONE SUPERIORE

### 7.4.1 VERIFICHE PORZIONE SUPERIORE RISVOLTO

#### 7.4.1.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

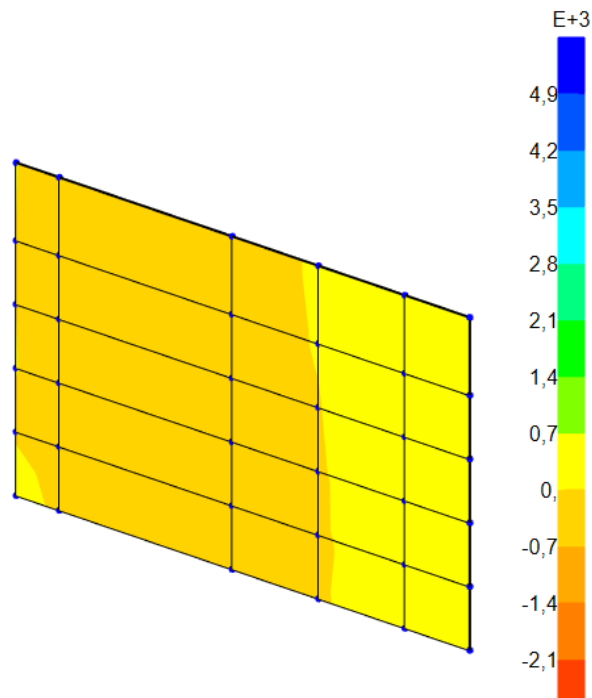


Diagramma momenti M11

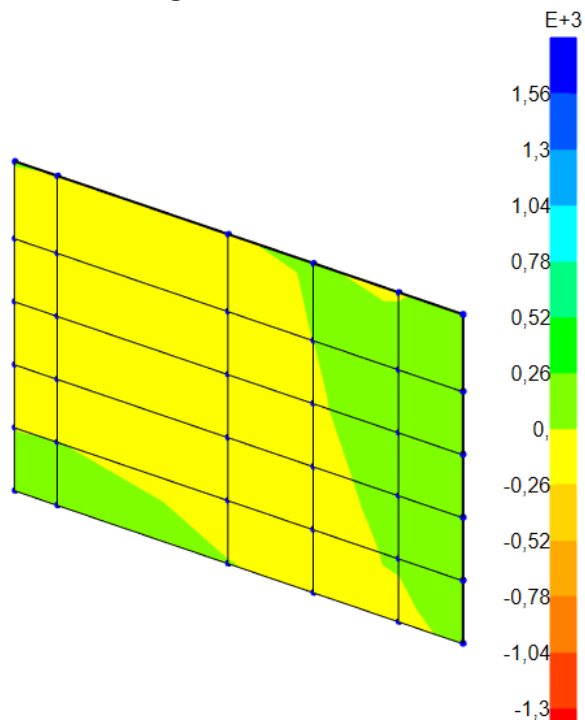
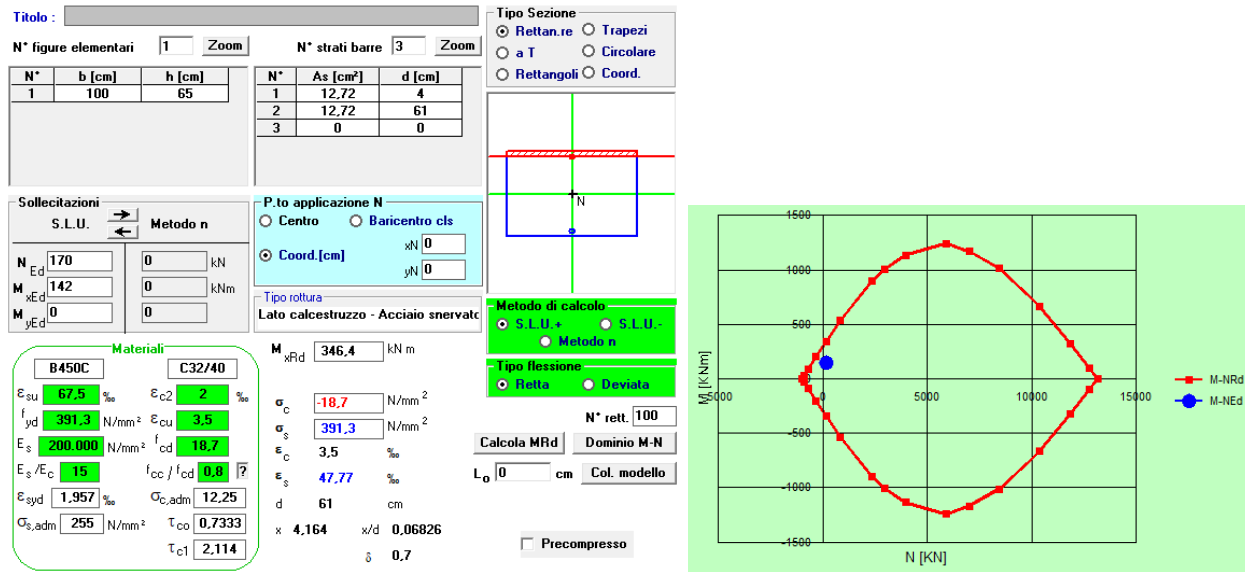


Diagramma momenti M22

### 7.4.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE



### 7.4.1.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C32/40

$$f_{ctm} := 3,1 \frac{N}{mm^2} \quad E_s := 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c := 33642,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 65 \text{ cm} \quad c := 4 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 61 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 12 \text{ cm}$$

$$h_{eff} := \min \left( \left[ \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ \frac{h - x}{3} \end{array} \right] \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,24 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,06$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0002923323$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 11,67 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,06 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

## 7.5 PLATEA DI FONDAZIONE

### 7.5.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

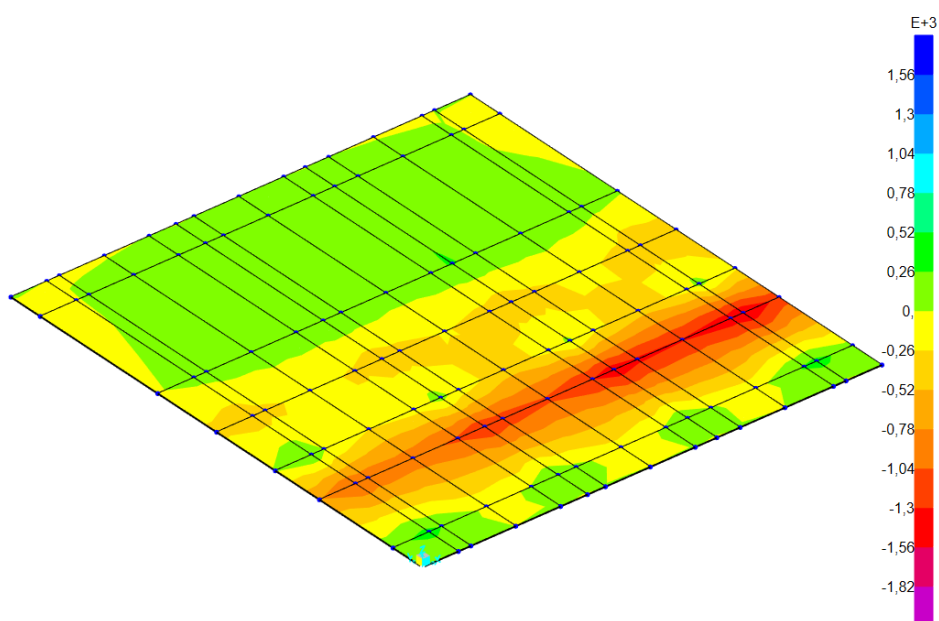
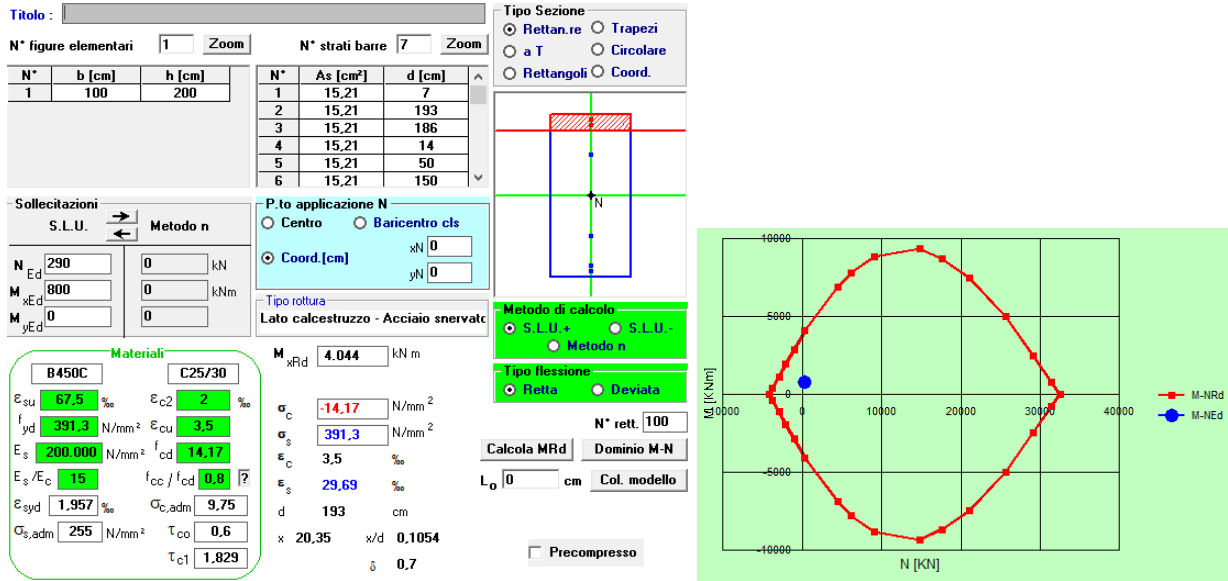


Diagramma momento M22





### 7.5.2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AL SENSO DI MARCIA



### 7.5.2.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

CLASSE C25/30

$$f_{ctm} := 2,56 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c := 31447 \frac{N}{mm^2}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm}$$

$$c := 7 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 193 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 20,4 \text{ cm}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{traz} := 45,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{comp} := 45,62 \text{ cm}^2$$

$$M := 1310 \text{ kN m}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{traz}} = 165,32 \frac{N}{mm^2}$$

$$h_{eff} := \min \left( \begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,36 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,02607$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 22,44 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,18 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm}$$

## 7.6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

### 7.6.1 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17/01/2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 22.00m e dalle analisi risulta che il carico massimo di compressione sul palo maggiormente sollecitato risulta essere pari a 3494 kN.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0304001	A	60 di 62

CALCOLO PORTANZA PALO FONDAZIONE

Palo lunghezza 22m e diametro  $d_p := 1,2 \text{ m}$

Dalla relazione geologica si possono desumere i seguenti parametri geotecnici:

-STRATIGRAFIA A: altezza strato 1  $h_1 := 22 \text{ m}$

$\gamma_1 := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$  peso specifico terreno

$\gamma_{s1} := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$  peso specifico saturo terreno

$\phi_1 := 35$  angolo attrito terreno

$c_{u1} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$   $c_{u1} = 0 \text{ kPa}$  coesione non drenata

CARATTERISTICHE PALO FONDAZIONE

Il palo scelto è del tipo FRANKI con le seguenti caratteristiche:

-Lunghezza palo:  $L_p := 22 \text{ m}$

-Diametro palo:  $d_p := 1,2 \text{ m}$

CALCOLO PORTATA DI PROGETTO IN CONDIZIONI DRENATE

CALCOLO PORTATA DI PUNTA IN CONDIZIONI DRENATE

La portata di punta di un palo è dato dalla seguente formula:

$$R_p := N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

In condizioni non drenate la resistenza alla punta è pari a:

$$R_p := N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

Calcolo tensione litostatica  $\sigma'_{vL}$

$$\sigma'_{vL} := \gamma_1 \cdot h_1 = 4,0992 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\sigma'_{vL} = 409,918 \text{ kPa}$$

Calcolo parametro  $N_q$  secondo teoria Berenzantzev

Dal grafico che mette in relazione angolo di attrito, e valore del coefficiente di capacità portante

$N_q$  in funzione del rapporto L/D (Viggiani - pag. 377) si ottiene:

$$\frac{L_p}{d_p} = 18,33 \quad \text{quindi si assume} \quad N_q := 45$$

$$\phi := \frac{(\phi_1 + 40)}{2} \quad \phi = 37,5$$

Considerando l'angolo di attrito pari a  $\phi = 37,5$  il parametro  $B_k$  assume il valore di

In condizioni drenate la resistenza alla punta risulta pari a:

$$R_p := 3,14 \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2 \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL} \quad R_p = 20851,7073 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti correttivi di cui al paragrafo 6.4.3.1.1 NTC2018:

- $\xi_3 := 1,60$  n°3 indagini effettuate
- $\gamma_b := 1,35$  coefficiente parziale per resistenza alla base pali trivellati

si ottiene:  $R_{pb} := \frac{R_p}{\xi_3 \cdot \gamma_b} \quad R_{pb} = 9653,57 \text{ kN}$

Tale portanza verticale risulta maggiore della sollecitazione ricavata dagli SLU pari a 3494 kN.

## 7.6.2 CALCOLO MOMENTO RESISTENTE PALO

Il momento resistente del palo di fondazione di lunghezza 22m e diametro D1.2m è il seguente:

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 56  
 Diametro barre: 4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67,5 %  $\epsilon_{c2}$ : 2 %  
 $f_{yd}$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 %  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14,17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,957 %  $\sigma_{c,adm}$ : 9,75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0,6  
 $\tau_{c1}$ : 1,829

**M<sub>xRd</sub>**: 10,017 kN m

$\sigma_c$ : -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3,5 %  
 $\epsilon_s$ : 4,737 %  
 d: 112 cm  
 x: 47,59 x/d: 0,4249  
 $\delta$ : 0,9711

**Tipo Sezione**

Rettan.re Trapezi  
 a T Circolare  
 Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

### 7.6.3 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI

CALCOLO PORTANZA LATERALE PALO FONDAZIONE

DATI PALO

-LUNGHEZZA PALO:  $L := 22 \text{ m}$

-DIAMETRO PALO:  $d := 1,2 \text{ m}$

La forza orizzontale ultima vale:

$$\frac{H_u}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 3 \sqrt{\left( 3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2}$$

in cui:

- $k_p := 1,2$  coefficiente di spinta passiva k per sabbie e ghiaie
- $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  peso specifico terreno
- $M_y := 10017 \text{ kN m}$  momento resistente sezione palo in cls

Sviluppando la formula, la forza orizzontale ultima vale:

$$H_u := k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( 3 \sqrt{\left( 3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2} \right)$$

$$H_u = 3335,1406 \text{ kN}$$

Applicando i seguenti coefficienti indicati al paragrafo 6.4.3.1.2:

- $\gamma_t := 1,3$  coefficiente parziale  $R_3$
- $\xi_3 := 1,50$  fattore di correlazione per n°5 indagini effettuate

$$H_{u1} := \frac{H_u}{\gamma_t \cdot \xi_3}$$

$$H_{u1} = 1710,33 \text{ kN}$$

Tale valore risulta minore del valore delle azioni orizzontali derivanti dalle combinazioni agli SLU pari a  $T := 1700 \text{ kN}$