

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**

**IV01 - CAVALCAFERROVIA AUTOSTRADA DEL BRENNERO**

**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

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 1 0 5   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: IN1010D26CLIV0105001A

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>5</b>
1.1	ASPETTI GENERALI	5
1.2	ELEMENTI STRUTTURALI	8
1.2.1	METODO DI CALCOLO	10
1.2.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
1.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO	11
1.2.4	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	15
1.2.5	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	15
1.2.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	16
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	16
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>18</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>19</b>
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	19
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	20
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	21
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	21
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	21
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	21
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	22
3.8	COPRIFERRI	22
<b>4</b>	<b>STRATIGRAFIA DI PROGETTO</b>	<b>23</b>
<b>5</b>	<b>CALCOLO DELLA STRUTTURA</b>	<b>24</b>
5.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	24
5.2	AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	26
5.2.1	AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO	26

5.2.1.1	<b>Carichi strutturali</b>	26
5.2.1.2	<b>Carichi permanenti</b>	26
5.2.1.3	<b>Carichi mobili</b>	26
5.2.1.4	<b>Azioni orizzontali longitudinali</b>	28
5.2.1.4.1	<b>Azione di frenamento</b>	28
5.2.1.4.2	<b>Azione termica</b>	30
5.2.1.5	<b>Azioni orizzontali trasversali</b>	31
5.2.1.5.1	<b>Azione dovuta al vento</b>	31
5.2.2	<b>AZIONI RELATIVE ALLA PILA</b>	33
5.2.2.1	<b>Carichi permanenti relativi all'elevazione</b>	33
5.2.2.2	<b>Azione del vento</b>	33
5.2.2.3	<b>Azioni relative alla platea di fondazione</b>	34
5.2.2.4	<b>Azioni eccezionali – Urti</b>	34
5.2.3	<b>PALIFICATA DI FONDAZIONE</b>	36
<b>6</b>	<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>37</b>
<b>6.1</b>	<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO</b>	<b>38</b>
6.1.1	<b>DIAGRAMMA DEI MOMENTI</b>	38
6.1.2	<b>ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO</b>	39
6.1.3	<b>VERIFICHE FUSTO</b>	39
6.1.3.1	<b>Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione</b>	39
6.1.3.2	<b>Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione</b>	40
<b>6.2</b>	<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE</b>	<b>41</b>
6.2.1	<b>DIAGRAMMA DEI MOMENTI</b>	41
6.2.1.1	<b>ARMATURA ADOTTATA PER LA PLATEA DI FONDAZIONE</b>	43
6.2.1.2	<b>Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione</b>	44
6.2.1.3	<b>Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione</b>	45
6.2.2	<b>VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA</b>	46
<b>6.3</b>	<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICA PALIFICATA</b>	<b>48</b>
6.3.1	<b>NUMERAZIONE ELEMENTI DEI PALI DI FONDAZIONE</b>	48
6.3.1.1	<b>Geometria adottata per le verifiche</b>	49

6.3.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per flessione	49
6.3.1.3	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per flessione	51
6.3.1.4	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da testa palo a -3m da testa palo	52
6.3.1.5	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da -3 a -20m	58
6.3.1.6	Verifiche in campo elastico (sisma)	65
6.3.1.7	Verifiche a taglio	66
<b>6.3.2</b>	<b>VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI</b>	<b>67</b>

	<p><b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b></p> <p><b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b></p> <p><b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b></p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO PILE</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IN10</td> <td>10</td> <td>D26CL</td> <td>IV0105001</td> <td>A</td> <td>5 di 82</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IN10	10	D26CL	IV0105001	A	5 di 82
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	5 di 82								

## 1 PREMESSA

### 1.1 ASPETTI GENERALI

La presente relazione fa riferimento alla progettazione definitiva dell'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona. L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Nel presente elaborato si riportano il dimensionamento e verifica di pile e fondazioni del cavalcaferrovia dell'Autostrada del Brennero A22 alla pk 141+708 della Linea Milano-Venezia.

I due attuali impalcati a singola campata di luce 24.16m (uno per ogni carreggiata Nord e Sud) saranno sostituiti con altrettanti impalcati a sezione mista (acciaio-calcestruzzo) ma, per necessità di ampliamento della linea ferroviaria sottostante, sono previste tre campate di luce 28.00m. Oltre al rifacimento dell'impalcato si pone quindi necessario il rifacimento delle pile e la realizzazione delle spalle nuove. Il tutto nel rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e della sottopassante linea Ferroviaria.

Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti una pila considerando che il calcolo dell'altra è a tutti gli effetti uguale e quindi omissibile.

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

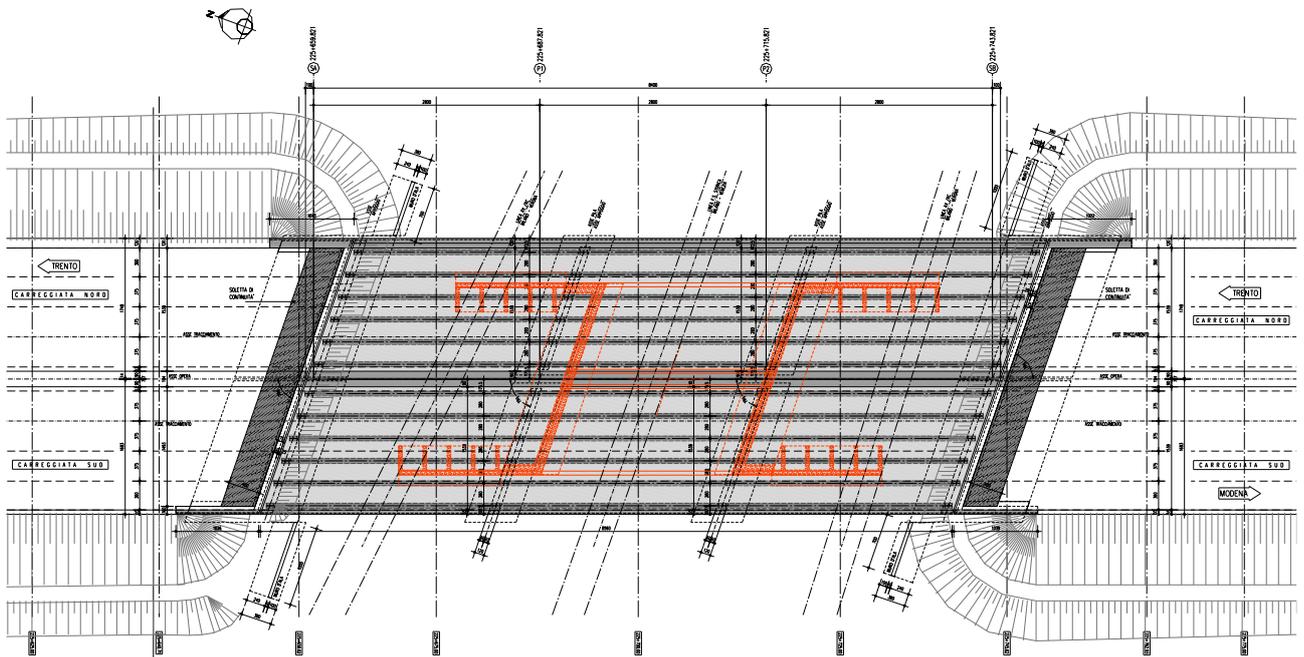
Le due pile in progetto, che presentano una sezione del fusto a "biscotto" separato per ciascuna via di corsa nord e sud, sono ad altezza variabile per assecondare la pendenza trasversale dell'impalcato (fortemente influenzato dall'obliquità del ponte pari a 19°). In pianta le dimensioni di ciascun fusto sono: 1.20m di spessore e 16.17m di larghezza (15.30m in retto).

I plinti di fondazione relativi a ciascun fusto sono di spessore pari a 1.80m e presentano una sezione in pianta a parallelepipedo di dimensioni 6.00m x 18.40m; sono posti su una palificata costituita da 10 pali  $\Phi = 1200\text{mm}$  disposti su 2 file, interassati di 3.60m in senso longitudinale al ponte, e circa 4.00m parallelamente all'asse trasversale pila

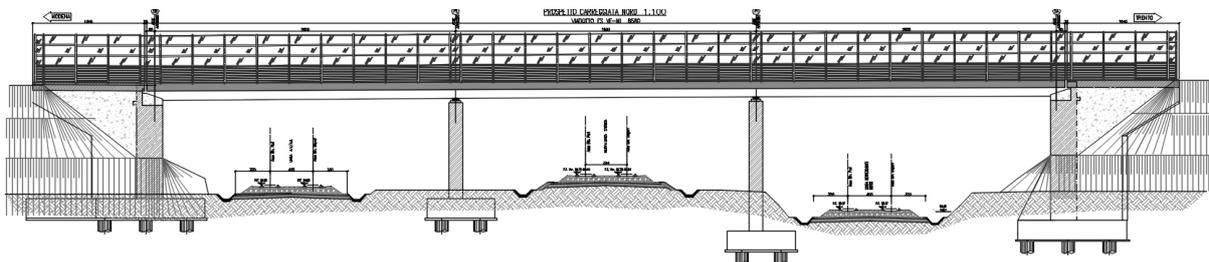
L'allargamento del cavalcavia comporta sei fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, durante le quali deve essere mantenuto il traffico e data l'importanza strategica della strada in cui si colloca il sovrappasso si rende necessario garantire un minimo di

n.2 corsie per senso di marcia: tali fasi sono descritte esplicitamente nella “Relazione Tecnica Illustrativa” nell’apposito paragrafo.

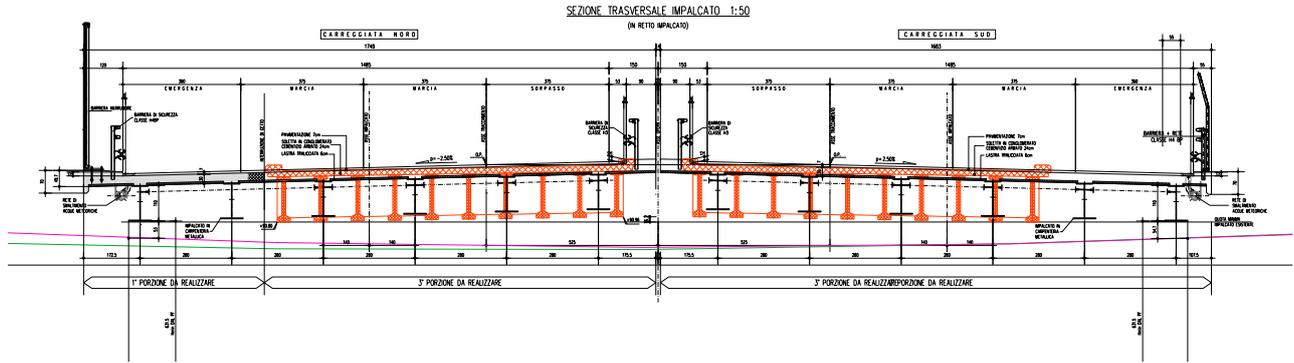
Si riporta di seguito lo schema grafico dell’intervento.



**Figura 1-1 Pianta impalcato**



**Figura 1-2 Sezione longitudinale**



**Figura 1-3 Sezione trasversale**

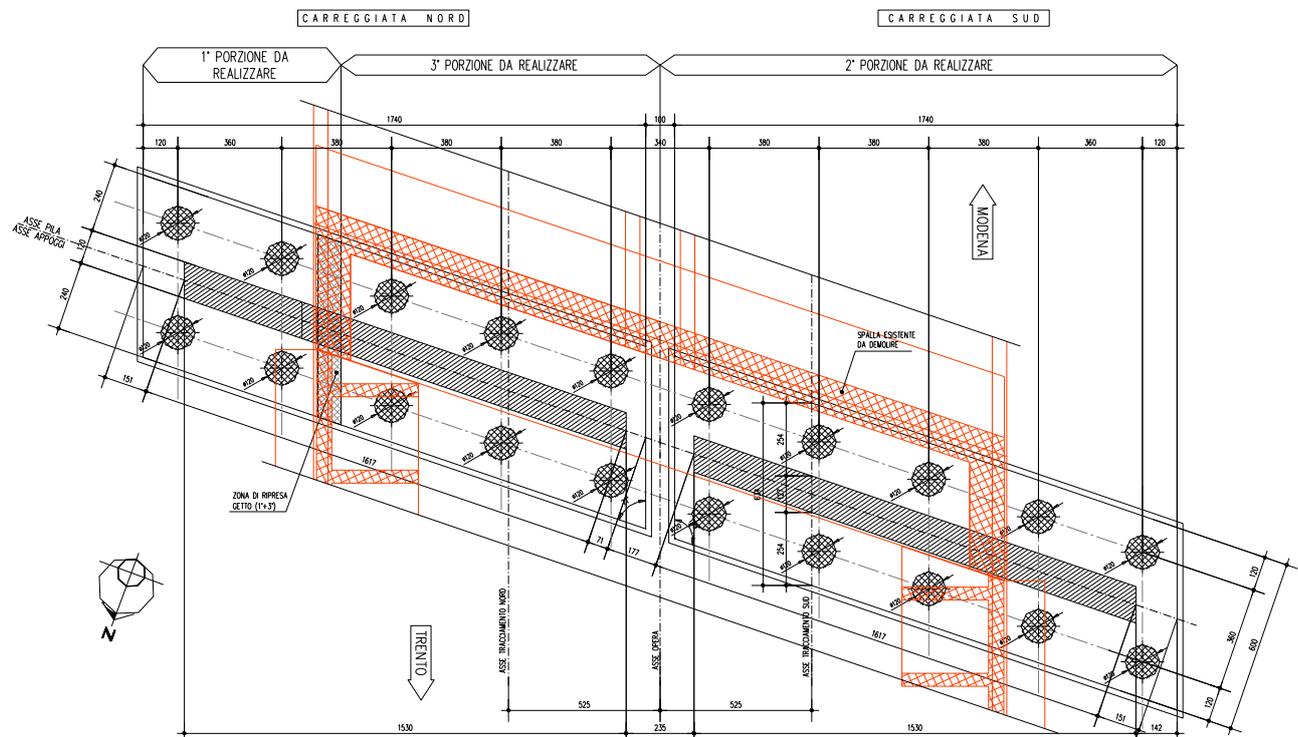
## 1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

Le due pile in progetto (pila P1 e P2) avranno una sezione a “biscotto” allungato per ciascuna via di corsa nord e sud. L’altezza delle pile è variabile lungo il proprio lato maggiore, per assecondare la pendenza trasversale dell’impalcato; la variabilità cambia a seconda della pila:

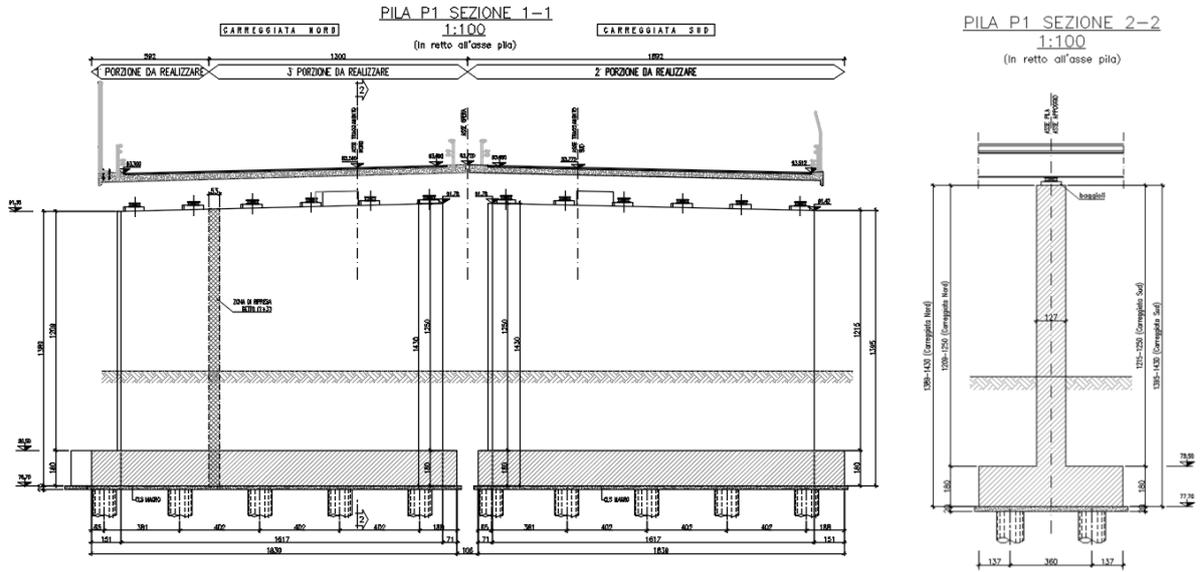
- pila 1 va da un minimo di 12,15m ad un massimo di 12,5m;
- pila 2 va da un minimo di 8,95m ad un massimo di 9,36m;

infine la sezione risulta influenzata dalla obliquità del ponte pari a 19°. In pianta le dimensioni di ciascun mezzo fusto di pila sono: 1.20m di spessore e 15.30m di larghezza in retto.

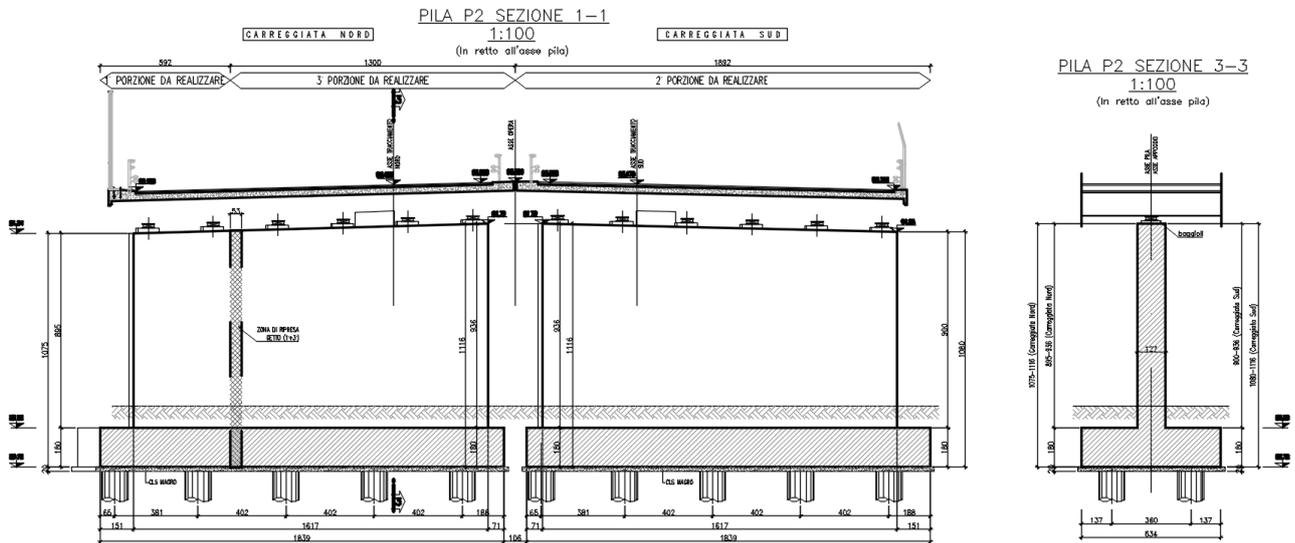
I plinti di fondazione delle pile sono di spessore pari a 1.80m e presentano una sezione in pianta a doppio parallelepipedo di dimensioni 5.60m x 16.40m; sono posti su una palificata costituita da 10 pali per ciascun parallelepipedo  $\Phi = 1200\text{mm}$ , interassati almeno di 3.60m in entrambe le direzioni.



**Figura 1.4 Pila – Pianta**



**Pila 1 - Sezione in retto impalcato e sezione trasversale**



**Pila 2 - Sezione in retto impalcato e sezione trasversale**

	<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 PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A	FOGLIO 10 di 82

### 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.

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

 <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 PILE	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>IV0105001</b>	REV. <b>A</b>

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.

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.

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.l.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

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

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

### 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.

	<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 PILE	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IN10</td> <td>10</td> <td>D26CL</td> <td>IV0105001</td> <td>A</td> <td>12 di 82</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IN10	10	D26CL	IV0105001	A	12 di 82
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	12 di 82								

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>.

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 fondazione su pali.

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

##### Approccio 1

(A1+M1+R1)

(verifica struttura)

(A2+M1+R2)

(verifica geotecnica)

**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	$\square_Q$	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	$\square_{\square 1}$	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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi\phi}$	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  $\gamma_k$  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.

$$R_{c,A} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,ed})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,ed})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,A} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,ed})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,ed})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

**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

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

	<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 PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A	FOGLIO 15 di 82

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

$$5A) \text{ STR) } \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\Rightarrow \text{(terreno non defattorizzato e spinta attiva)}$$

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.

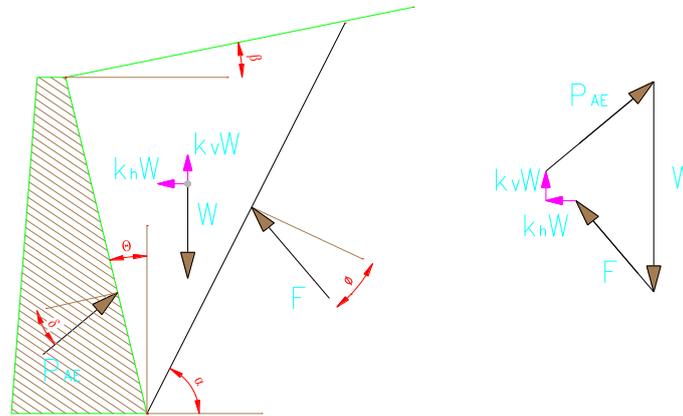
#### 1.2.4 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

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 rigidezze a pile e spalle.

#### 1.2.5 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Si specificache per le pile oggetto della presente relazione il comportamento del terreno sul fusto non è particolarmente significativo stante il fatto che l'interramento è di circa 0.8m: il dimensionamento delle strutture sarà effettuato tenuto conto el terreno imbarcato e della sovraspinta sismica, in cui si è considerato 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

γ\* : peso specifico del terreno

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

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

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

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

### 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 Soletta di completamento



**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**  
**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA**  
**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	17 di 82

Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti

Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni

Relazione di Calcolo Impalcato

Relazione di Calcolo Muri d'ala

Relazione di Calcolo Opere Provvisionali

## **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 9888	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 Corrosione 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 Corrosione 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 Corrosione 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 di 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 $\Phi > 800\text{mm}$	XC2	C25/30	60	S4	0.60	40
PLINTI	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40
ELEVAZIONE PILE	XC4+XF2	C32/40	40	S4	0.50 (+4%)	32
PULVINI E BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+ XF4	C32/40	40	S5	0.45 (+4%)	25

(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 4.1.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

**Tabella 4.1.IV** – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		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  $w_d$  è definito al § 4.1.2.2.4.6.

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;

b)  $\delta f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.1.2008.

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 di pile e 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>
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm <sup>2</sup>

### 3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato di pile e 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>
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm <sup>2</sup>

### 3.6 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato di pile e 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)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm <sup>2</sup>
--	----------------------------------	-------------------------

**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	22 di 82

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 $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

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 - Si adottano copriferri pari a:

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

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><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></p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO PILE</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IN10</td> <td>10</td> <td>D26CL</td> <td>IV0105001</td> <td>A</td> <td>23 di 82</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IN10	10	D26CL	IV0105001	A	23 di 82
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	23 di 82								

## 4 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Basandosi sui risultati delle indagini geotecniche ai fini del calcolo della capacità portante del palo e dei manufatti a contatto con il terreno è stata considerata la seguente stratigrafia:

- Strato n.1 in ghiaia sabbiosa umida presente da quota 0.00m a quota -9.00m  
 $c_u=0.0$   
 $\phi'=40^\circ$   
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$
- Strato n.2 in ghiaia sabbiosa nocciola presente da quota -9.00m a quota -35.00m  
 $c_u=0.0$   
 $\phi'=40^\circ$   
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$

## 5 CALCOLO DELLA STRUTTURA

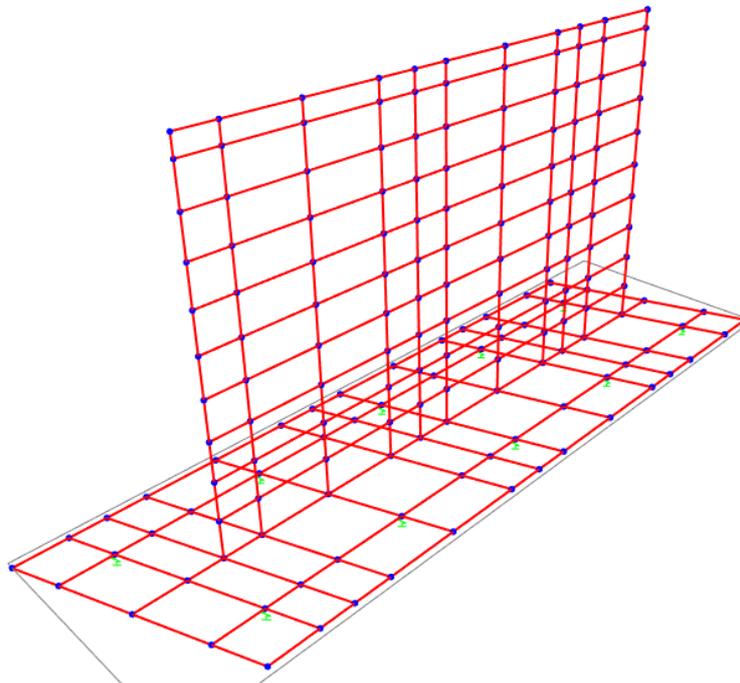
Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della pila (fusto e fondazioni) si è fatto ricorso al programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

E' stato analizzato uno solo dei due fusti costituenti la pila, essendo l'altro analogo. Si ricorda che ciascuno dei due fusti è disgiunto dall'altro anche in fondazione ed è posto a sostegno dell'impalcato di una singola via di corsa.

Per la valutazione sismica, si è proceduto ad un'analisi statica equivalente, così come previsto dalla normativa vigente.

### 5.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto, il fusto e la platea sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza  $k$  sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

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

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

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

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

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

 <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 PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

## 5.2 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

### 5.2.1 AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO

Le azioni verticali trasmesse dall'impalcato dovute ai carichi mobili sono state implementate in corrispondenza degli appoggi con valori derivanti dal calcolo piano alla Courbon; i carichi orizzontali sono quelli trasmessi dai dispositivi elastomerici in funzione della loro rigidità.

Si riporta di seguito i carichi base del dimensionamento dell'impalcato e successivamente la tabella riassuntiva dei carichi trasmessi alla pila.

#### 5.2.1.1 Carichi strutturali

I carichi strutturali relativi l'impalcato sono stati inseriti come carichi distribuiti sugli elementi, di intensità pari a:

soletta:  $q_{c.a.} = 25.0 * 0.30 = 7.50 \text{ kN/mq}$

travi:  $q_{acciaio} = 3.00 \text{ kN/mq}$

#### 5.2.1.2 Carichi permanenti

Si riassumono di seguito i valori dei carichi permanenti:

Cordoli:  $q_{cordoli} = 25.0 * 0.12 = 3.00 \text{ kN/mq}$

Pavimentazione:  $q_{pav} = 3.00 \text{ kN/mq}$

Barriera antirumore:  $q_{ba} = 4.00 \text{ kN/m}$

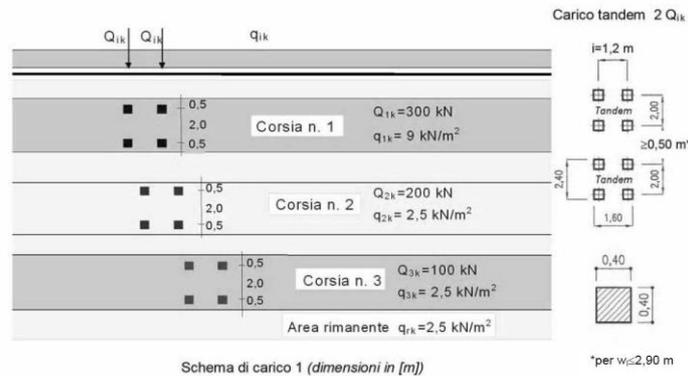
Barriera sicurezza:  $q_{bs} = 2.00 \text{ kN/m}$

#### 5.2.1.3 Carichi mobili

Secondo quanto disposto dalla normativa vigente (cap.5 DM 17.01.2018), la disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti e da due separate pile (o spalla), per il progetto della pila o della spalla si adotta una differente numerazione di colonne di carico per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.



Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno (caso n° 1 cordolo esterno carreggiata direzione Trento, caso n°2 cordolo esterno carreggiata direzione Modena).

La larghezza della carreggiata è pari a 17.51 m (x 2 impalcati), perciò vi trovano posto n°5 colonne di carico accidentale, di larghezza 3.00m ciascuna, costituite ciascuna da carichi concentrati  $Q_{1k}$  e distribuiti  $q_{1k}$ .

Le reazioni vincolari sulla pila vengono valutate attraverso un modello piano alla Courbon.

Non si considera il carico della folla poiché sull'impalcato non sono presenti i marciapiedi.

Si riportano di seguito i carichi trasmessi sui singoli appoggi ottenuti dal calcolo alla Courbon:

#### Dati iniziali

Accidentale pila

Larghezza carreggiata

15.61 m

Larghezza cordolo dx + ingombro onda

1.00 m

Larghezza cordolo sx + ingombro onda

0.90 m

Lc,sx =

28.00 m

Lc,dx =

28.00 m

Interasse Travi

2.80 m

Sbalzo dx

1.75 m

Sbalzo sx

1.75 m

Numero Travi

6

Tandem

$Q_{1k}$

300 kN

$Q_{2k}$

200 kN

$Q_{3k}$

100 kN

Numero colonne di carico

5

Eccentricità colonne rispetto baricentro travi

$e_1 = 6.25$  m

Eccentricità travi rispetto baricentro travi

$e_{t,1} = 7.00$  m

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	28 di 82

e2 =	3.25	m	e <sub>t,2</sub>	4.20	m
e3 =	0.25	m	e <sub>t,3</sub>	1.40	m
e4 =	-2.75	m	e <sub>t,4</sub>	-1.40	m
e5 =	-5.75	m	e <sub>t,5</sub>	-4.20	m
e6 =	0	m	e <sub>t,6</sub>	-7.00	m
e7 =	0	m	e <sub>t,7</sub>	0.00	m
e8 =	0	m	e <sub>t,8</sub>	0.00	m
e9 =	0	m	e <sub>t,9</sub>	0.00	m
e10 =	0	m	e <sub>t,10</sub>	0.00	m

**Tandem**

R <sub>1,t</sub> =	Q <sub>1k</sub> * (1+(Lc,dx-1.2)/Lc,dx)*1.0 =	587.14	kN	M <sub>1,t</sub> =	3669.64	kNm
R <sub>2,t</sub> =	Q <sub>2k</sub> * (1+(Lc,dx-1.2)/Lc,dx)*1.0 =	391.43	kN	M <sub>2,t</sub> =	1272.14	kNm
R <sub>3,t</sub> =	Q <sub>3k</sub> * (1+(Lc,dx-1.2)/Lc,dx)*1.0 =	195.71	kN	M <sub>3,t</sub> =	48.93	kNm
		<b>1174.29</b>	<b>kN</b>		<b>4990.71</b>	<b>kNm</b>

Coefficienti COURBON

	Appoggio 1	A2	A3	A4	A5	A6
Corsia n.1	0.486	0.358	0.230	0.103	-0.025	-0.152
Corsia n.2	0.332	0.266	0.200	0.332	0.067	0.001
Corsia n.3	0.179	0.174	0.169	0.179	0.159	0.154
Corsia n.4	0.026	0.082	0.139	0.026	0.251	0.307
Corsia n.5	-0.127	-0.009	0.108	-0.127	0.343	0.460

Reazioni sulle travi: R (kN) - Carico tandem

	Appoggio 1			A2			A3			A4			A5			A6		
	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e
Corsia n.1	285.08	1781.77		210.19	1,313.71		135.30	845.64		60.41	377.57		-	-		-	-	
Corsia n.2	130.14	422.97		104.18	338.59		78.22	254.21		130.14	422.97		26.29	85.46		0.33	1.08	
Corsia n.3	35.12	8.78		34.12	8.53		33.12	8.28		35.12	8.78		31.12	7.78		30.12	7.53	
Corsia n.4	-	0.00		-	-		-	-		-	-		-	-		-	-	
Corsia n.5	-	0.00		-	-		-	-		-	-		-	-		-	-	
	450.34	2213.52	4.92	348.49	1,660.83	4.77	246.64	1,108.13	4.49	225.67	809.32	3.59	57.42	93.24	1.62	30.46	8.61	0.28

Reazioni sulle travi: R (kN) - Carico uniforme

	Appoggio 1			A2			A3			A4			A5			A6		
	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e
Corsia n.1	367.07	2294.20		270.64	1,691.52		174.21	1,088.84		77.79	486.16		-	-		-	-	
Corsia n.2	69.82	226.92		55.89	181.65		41.96	136.38		69.82	226.92		14.11	45.85		0.18	0.58	
Corsia n.3	37.68	9.42		36.61	9.15		35.54	8.88		37.68	9.42		33.39	8.35		32.32	8.08	
Corsia n.4	5.54	-15.22		17.32	-47.63		29.11	-80.04		5.54	-15.22		52.68	-144.87		64.46	-177.28	
Corsia n.5	-	0.00		-	-		22.68	-130.40		-	-		71.96	-413.79		96.61	-555.49	
	480.11	2515.31	5.24	380.46	1,834.69	4.82	303.50	1,023.66	3.37	190.82	707.28	3.71	172.14	-504.46	-2.93	193.57	-724.11	-3.74

5.2.1.4 Azioni orizzontali longitudinali

5.2.1.4.1 Azione di frenamento

Per la tipologia di appoggi previsti, l'azione di frenatura si trasferisce alle pile proporzionalmente alle rigidità dei dispositivi.

Dal calcolo degli appoggi si ha:

### AZIONE DI FRENATURA

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsa è pari a:

$$F_{fren} = 0.6 \cdot (2Q_{IK}) + 0.10q_{IK} \cdot w_1 \cdot L = 590.31 \quad \text{kN}$$

Le rigidità degli appoggi sono pari a:

$K_{i,S} =$	2.41	kN/mm	Rigidità App. Spalla
$K_{i,P} =$	1.65	kN/mm	Rigidità App. Pila
$K_{TOT} =$	48.72	kN/mm	Rigidità Totale

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$\Delta L_{fren} = F_{fren} / K_{TOT} =$	12.12	mm
$\gamma_{fren,S} = \Delta L_{fren} / t_{e,S} =$	0.22	
$\gamma_{fren,P} = \Delta L_{fren} / t_{e,P} =$	0.20	

$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	1.57	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	1.64	
$G_S = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \cdot G =$	2.20	N/mm <sup>2</sup>
$G_P = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \cdot G =$	2.30	N/mm <sup>2</sup>

Le rigidità calcolate iterativamente in funzione dello scorrimento sono pari a:

$K_{i,S} =$	8.71	kN/mm	Rigidità App. Spalla
$K_{i,P} =$	6.03	kN/mm	Rigidità App. Pila
$K_{TOT} =$	176.82	kN/mm	Rigidità Totale

Ne consegue che le forze sui singoli appoggi delle spalle e delle pile dovute ad una sola via di corsa sono pari a:

$F_{i,S} = F \cdot K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}) : n_{app,S} =$	29.07	kN
$F_{i,P} = F \cdot K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}) : n_{app,P} =$	20.12	kN

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$\Delta L_{fren} = F_{fren} / K_{TOT} =$	3.34	mm
$\gamma_{fren,S} = \Delta L_{fren} / t_{e,S} =$	0.06	
$\gamma_{fren,P} = \Delta L_{fren} / t_{e,P} =$	0.06	

$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	2.58	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.61	
$G_S = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \cdot G =$	3.61	N/mm <sup>2</sup>
$G_P = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \cdot G =$	3.65	N/mm <sup>2</sup>

#### 5.2.1.4.2 Azione termica

Per la tipologia di appoggi previsti, l'azione termica si trasferisce alle pile proporzionalmente alle rigidzze dei dispositivi.

Dal calcolo degli appoggi si ha:

#### AZIONE TERMICA

Si sono considerati i seguenti dati:

$T =$	20	°C	Temperatura media
$\Delta T =$	30	°C	Variazione termica;
$T_1 = T + \Delta T =$	50	°C	Temperatura limite appoggio
$c =$	0.959		Incremento rigidzze per temperatura
$\alpha =$	1.20E-05	°C <sup>-1</sup>	Coefficiente di dilatazione termica;
$L_s =$	42.00	m	Luce di influenza spalla;
$L_p =$	14.00	m	Luce di influenza pila;

Si calcolano quindi le variazioni di lunghezza dell'impalcato sulla spalla e sulla pila:

$\Delta L_{Spalla} =$	15.12	mm
$\Delta L_{Pila} =$	5.04	mm

Noti gli spostamenti in sommità degli appoggi si possono calcolare gli scorrimenti:

$\gamma_{Spalla} = \Delta L_{Spalla} / t_{e,S} =$	0.270
$\gamma_{Pila} = \Delta L_{Pila} / t_{e,P} =$	0.084

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	1.50	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.41	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	2.10	N/mm <sup>2</sup>
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.37	N/mm <sup>2</sup>

Da cui si ricava la tensione tangenziale:

$\tau_{Spalla} = c * G_S * \gamma_{Spalla} =$	0.545	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{Pila} = c * G_P * \gamma_{Pila} =$	0.272	N/mm <sup>2</sup>

E la forza orizzontale applicata ad ogni singolo appoggio:

$H_{Spalla} = \tau_{Spalla} * A_{app,S} =$	52.44	kN
$H_{Pila} = \tau_{Pila} * A_{app,P} =$	19.21	kN

	<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 PILE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0105001	REV. A

### 5.2.1.5 Azioni orizzontali trasversali

#### 5.2.1.5.1 Azione dovuta al vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (3.3.2)$$

dove

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$C_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$C_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

$C_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC18), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a più di 30 Km dal mare. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:

#### Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

#### Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

### Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 14 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

### Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = 1.07 \text{ kN/m}^2$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m<sup>2</sup>.

Per la presenza delle barriere antirumore, non si differenzia il valore dell'azione del vento tra ponte carico e ponte scarico.

Dal calcolo degli appoggi si ha:

### AZIONE VENTO TRASVERSALE

Forza vento complessiva

$$F_{\text{ven}} = V * L_c = \quad 941.6 \quad \text{kN}$$

Le rigidezze degli appoggi sono pari a:

$K_{i,S} =$	2.41	kN/mm	Rigidezza App. Spalla
$K_{i,P} =$	1.65	kN/mm	Rigidezza App. Pila
$K_{TOT} =$	48.72	kN/mm	Rigidezza Totale

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto al vento sarà pari a

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	33 di 82

$\Delta L_{ven} = F_{ven} / K_{TOT} =$	19.33	mm
$\gamma_{ven,S} = \Delta L_{ven} / t_{e,S} =$	0.35	
$\gamma_{ven,P} = \Delta L_{ven} / t_{e,P} =$	0.32	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	1.41	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	1.44	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	1.97	N/mm <sup>2</sup>
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	2.01	N/mm <sup>2</sup>

Le rigidezze calcolate iterativamente in funzione dello scorrimento sono pari a:

$K_{i,S} =$	7.54	kN/mm	Rigidezza App. Spalla
$K_{i,P} =$	5.27	kN/mm	Rigidezza App. Pila
$K_{TOT} =$	153.81	kN/mm	Rigidezza Totale

Ne consegue che le forze sui singoli appoggi delle spalle e delle pile dovute ad una sola via di corsa sono pari a:

$F_{i,S} = F * K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}) : n_{app,S} =$	46.18	kN
$F_{i,P} = F * K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}) : n_{app,P} =$	32.28	kN

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$\Delta L_{ven} = F_{ven} / K_{TOT} =$	6.12	mm
$\gamma_{ven,S} = \Delta L_{ven} / t_{e,S} =$	0.11	
$\gamma_{ven,P} = \Delta L_{ven} / t_{e,P} =$	0.10	

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	2.24	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.28	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.13	N/mm <sup>2</sup>
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.20	N/mm <sup>2</sup>

## 5.2.2 AZIONI RELATIVE ALLA PILA

### 5.2.2.1 Carichi permanenti relativi all'elevazione

I carichi strutturali relativi la pila vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a  $\gamma = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>).

### 5.2.2.2 Azione del vento

Come per l'impalcato, l'azione del vento sulla pila è stata valutata in due direzioni principali: perpendicolare alla direzione dell'impalcato, perpendicolare alla direzione della pila.

Il valore assunto è pari a:

vento:  $q_v = 2.50$  kN/mq

	<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 PILE	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>IV0105001</b>	REV. <b>A</b>

### 5.2.2.3 Azioni relative alla platea di fondazione

I carichi strutturali relativi la fondazione vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a  $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ ).

I carichi permanenti sono relative il terreno imbarcato, il cui valore corrisponde a:

terreno:  $q_{c.a.} = 19.0 * 0.80 = 15.20 \text{ kN/mq}$

### 5.2.2.4 Azioni eccezionali – Urti

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza  $\leq 5,0 \text{ m}$  dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

Per il ponte in oggetto si deve fare riferimento al paragrafo § 3.6.3.4 (Urti da traffico ferroviario) del DM 2018.

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza. In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza degli elementi esposti dall'asse del binario; essendo  $d_{min} = 3.56 \text{ m}$  ( $d \leq 5 \text{ m}$ ), si dovrà assumere:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

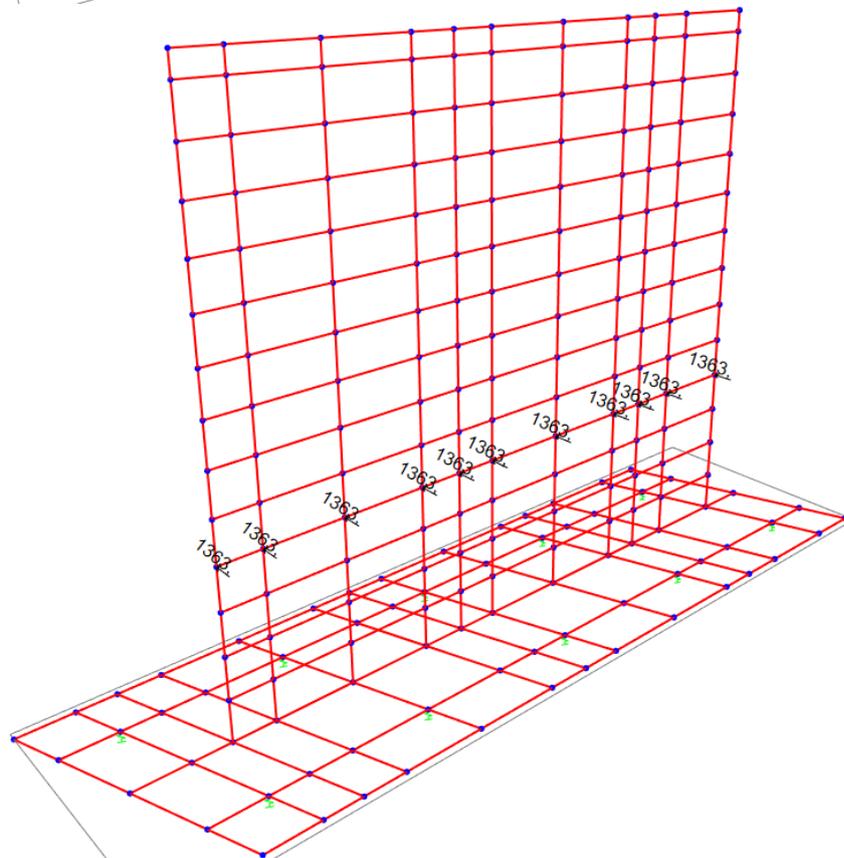
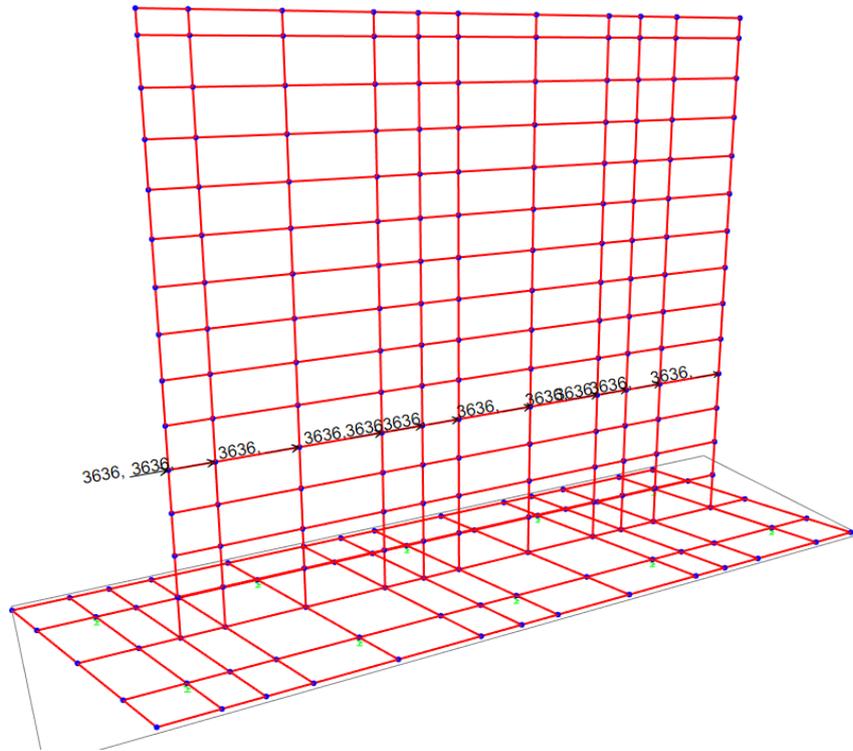
Le forze sono state applicate in corrispondenza dei nodi come indicato nelle figure sottostanti.

In particolare considerando 13 nodi le forze per ogni nodo sono le seguenti:

- secondo la direzione parallela  $4000/11=363.6 \text{ kN}$
- secondo la direzione perpendicolare  $1500/11=136.3 \text{ kN}$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	35 di 82



### 5.2.3 PALIFICATA DI FONDAZIONE

Come già specificato nel capitolo descrittivo del modello indicato nel capitolo 7.1.1, il palo è schematizzato come elementi immersi in suolo elastico alla Winkler: le caratteristiche del terreno inducono ad assumere una costante elastica pari a:

$$k_w = 0.03 \text{ N/mm}^3$$

Geometria Della Palificata

diametro pali = 120 cm

numero totale pali = 20

numero pali attivi longitudinalmente = 20

numero pali attivi trasversalmente = 20

interasse longitudinale = 3.6m

interasse trasversale = 3.6/3.8m

## 6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si specifica che nella presente relazione viene riportato il dimensionamento della sola Pila n.1, in quanto data la maggiore altezza risulta maggiormente sollecitata.

Le combinazioni di carico considerate sono quelle di stato limite di esercizio e di stato limite ultimo.

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):  $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (condizioni di esercizio, combinazione "rara"): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente"): come indicato nel D.M.17.01.2018 si verifica l'ampiezza di apertura delle fessure con le limitazioni imposte dalle Istruzioni 44A della normativa ferroviaria.

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (condizione "Eccezionale"):  $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

## 6.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO

### 6.1.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

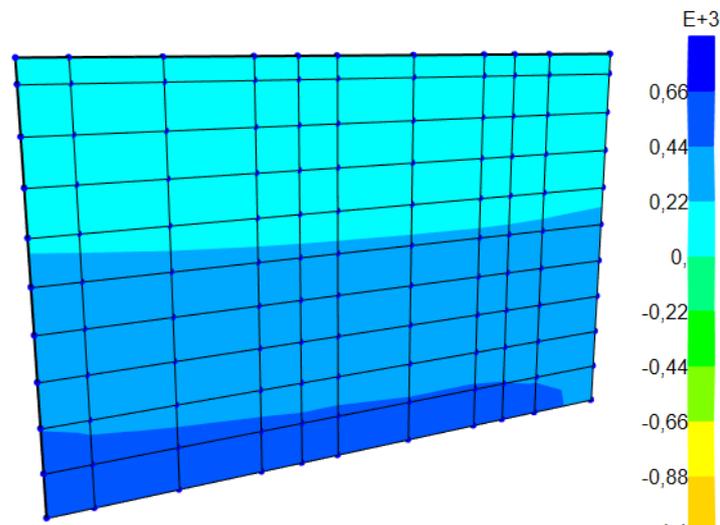


Diagramma momenti M22

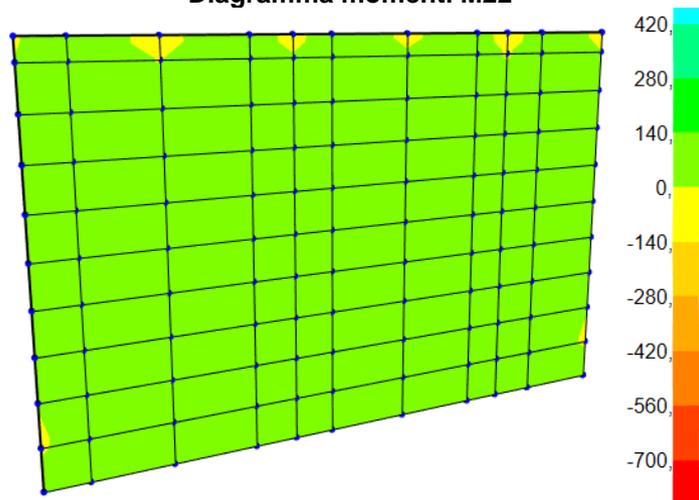
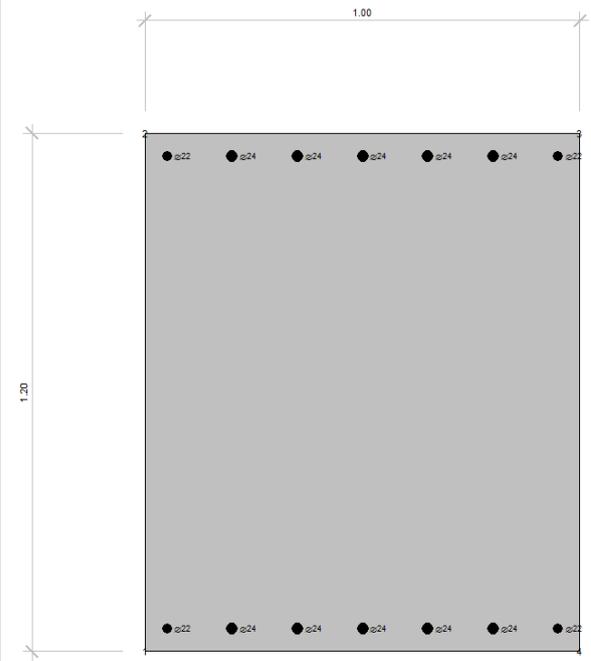


Diagramma momenti M11

### 6.1.2 ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0		
Altezza h (cm)	120.0		
Armatura controterra (cm <sup>2</sup> )	1Φ24/15 = 30.13		
Copriferroarmatura contro terra c (cm)	7.60		
Armatura fuori terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ24/15 = 30.13		
Copriferro armatura fuoriterra c' (cm)	7.60		

### 6.1.3 VERIFICHE FUSTO

#### 6.1.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	127	1	31,67	7,6
			2	31,67	119,4

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

N<sub>Ed</sub> 4000 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 1200 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Tipi rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

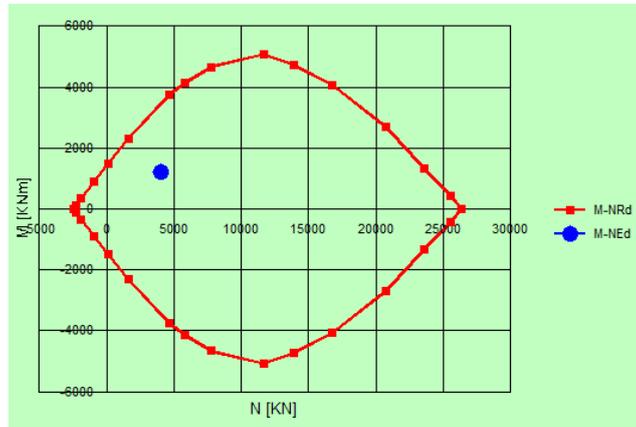
**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 18,01 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</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> 3.488 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 12,41 ‰  
d 119,4 cm  
x 26,26 x/d 0,2199  
δ 0,7149

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

**Tipi flessione**  
Retta Deviata

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



### 6.1.3.2 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

#### Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

##### **Combinazione frequente:**

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$$A_{cls,eff} = 175000.00 \quad \rho_{eff} = 0.0180$$

Tensione baricentrica = 50.83

Copriferro = 40.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = 0.000149$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 325.3944$

Ampiezza fessure  $w_d = 0.0484$  ( $< 0.2000$ )

##### **Combinazione quasi permanente:**

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$$A_{cls,eff} = 175000.00 \quad \rho_{eff} = 0.0180$$

Tensione baricentrica = 57.90

Copriferro = 40.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

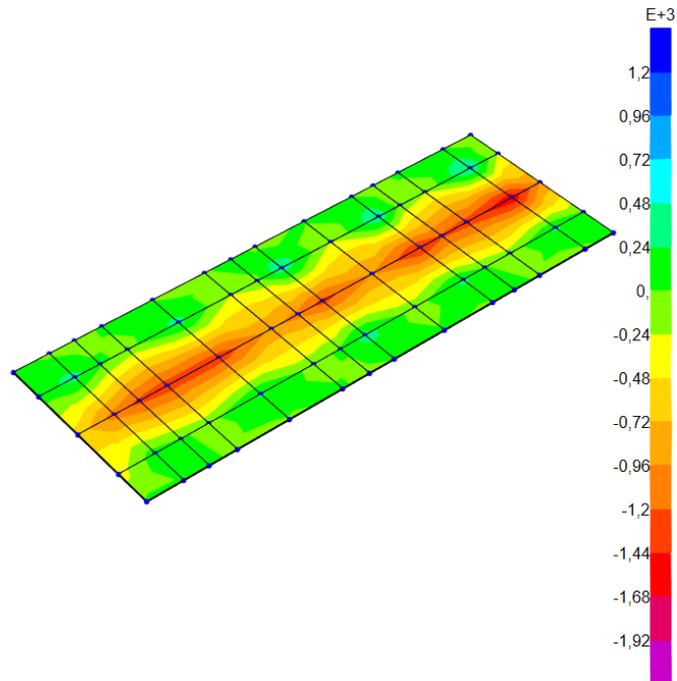
Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = 0.000169$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 325.3944$

Ampiezza fessure  $w_d = 0.0551$  ( $< 0.2000$ )

## 6.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

### 6.2.1 DIAGRAMMA DEI MOMENTI

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.



**Diagramma momento M22**

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	42 di 82

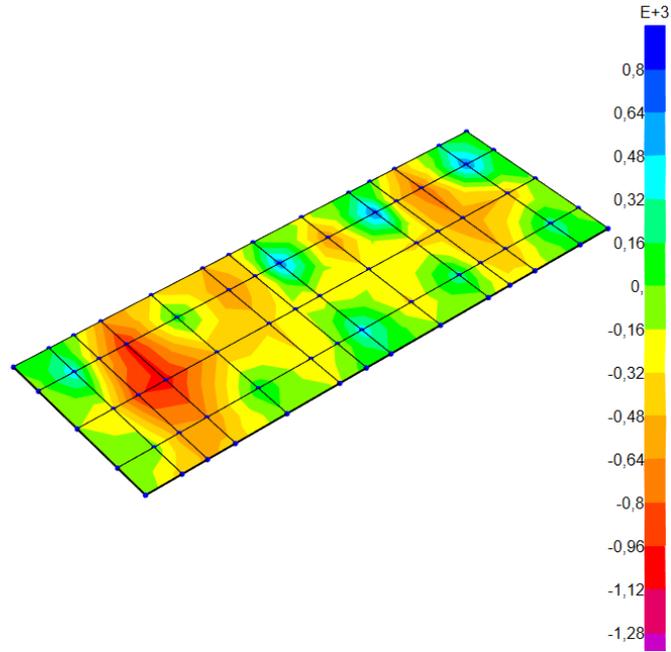
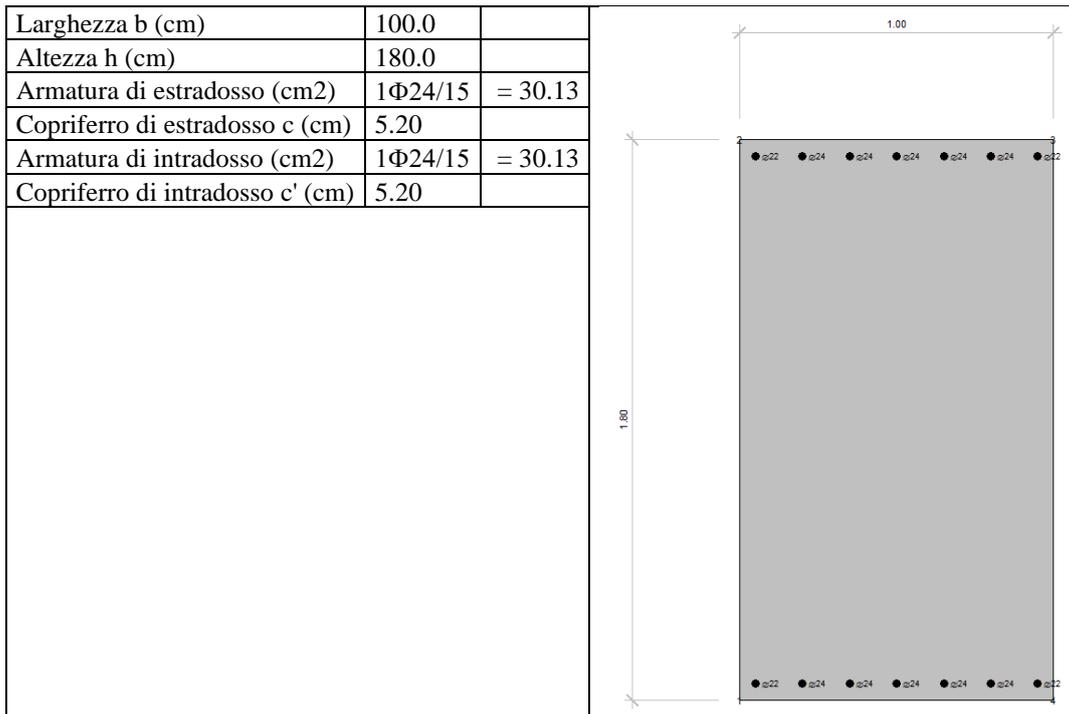


Diagramma momento M11

 <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 PILE	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>IV0105001</b>	REV. <b>A</b>

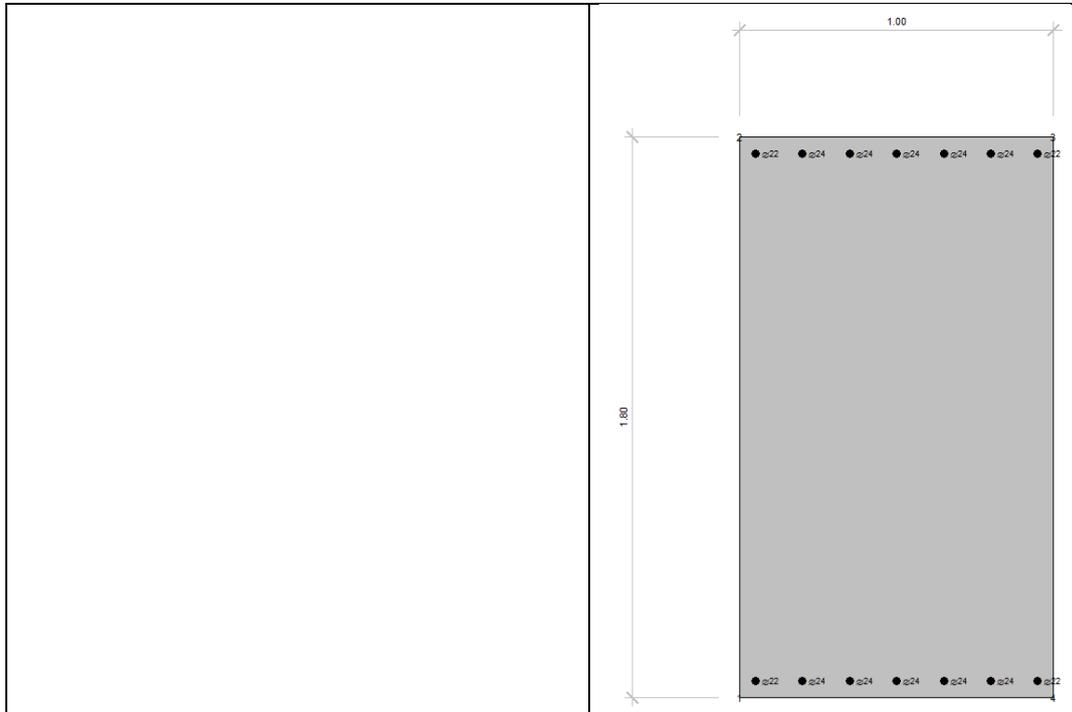
### 6.2.1.1 ARMATURA ADOTTATA PER LA PLATEA DI FONDAZIONE

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura di base - Direzione 1 (longitudinale al ponte):



Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura di base - Direzione 2 (trasversale al ponte):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	180.0	
Armatura di estradosso (cm <sup>2</sup> )	1Φ24/15	= 30.13
Copriferro di estradosso c (cm)	7.60	
Armatura di intradosso (cm <sup>2</sup> )	1Φ24/15	= 30.13
Copriferro di intradosso c' (cm)	7.60	



### 6.2.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione

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

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	27,14	7,6
			2	27,14	172,4

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

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

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

**Materiali**  
B450C      C25/30

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

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

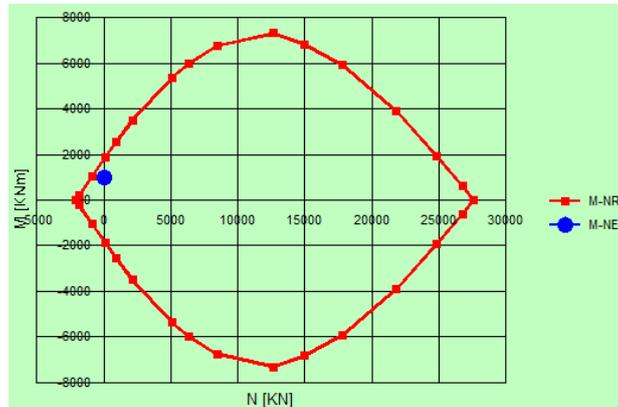
**Tipo flessione**  
 Retta     Deviato

**Lato acciaio - Acciaio snervato**  
M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x     x/d   
 $\delta$

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

Precompresso



### 6.2.1.3 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

#### Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

##### **Combinazione frequente:**

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cls,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 109.17$$

$$\text{Copriferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_T = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000320 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 384.2269$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1228 \quad (< 0.2000)$$

##### **Combinazione quasi permanente:**

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cls,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 94.78$$

$$\text{Copriferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

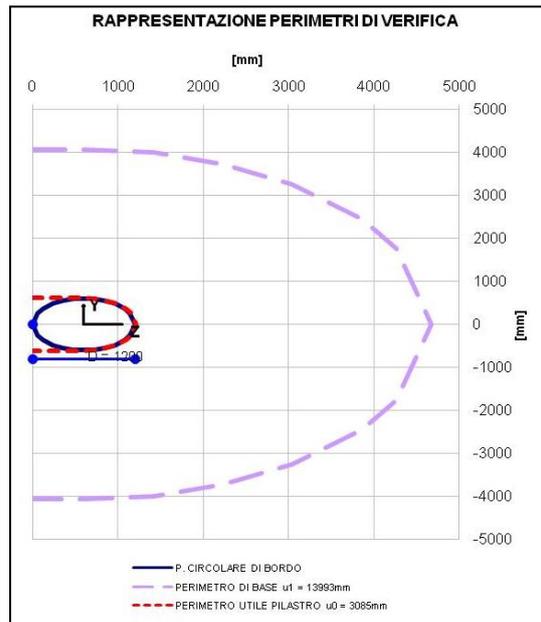
$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_T = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000277 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 384.2269$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1066 \quad (< 0.2000)$$

## 6.2.2 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA

VERIFICA A PUNZONAMENTO DI PIASTRE PIANE IN C.A. SECONDO EC2-2005					
<b>MATERIALI</b>					
CLS			Acciaio teso		
$f_{ck} =$	25	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$\gamma_s =$	1.15	
$f_{cd} =$	14.11	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$				$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	
<b>PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:</b>					
Diametro D =	1200	mm			
<b>DATI SOLETTA:</b>					
Spessore h =	1800	mm			
Copriferro netto =	40	mm			
Altezza utile d =	1736	mm	$\Rightarrow d = \frac{dz + dy}{2}$		
Perimetro pilastro $u_0 =$	3085	mm			
Perimetro di base $u_1 =$	13993	mm	$\Rightarrow$	Perimetro di verifica a distanza costante dal bordo del pilastro pari a 2d	
<b>ARMATURA LONGITUDINALE SOLETTA:</b>					
La larghezza in cui l'armatura longitudinale serve ai fini del punzonamento è pari alla larghezza del pilastro + 3d per lato					
<b>ARMATURA LONGITUDINALE z</b>					
$l_z =$	6408	[mm]			
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU $l_z$			
$\phi$	Passo	$\phi$	$n^2$	$A_{st,z}$	$\rho_{l,z}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm <sup>2</sup> ]	
24	15	20	0	19326	0.0017
<b>ARMATURA LONGITUDINALE y</b>					
$l_y =$	11616	[mm]			
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU $l_y$			
$\phi$	Passo	$\phi$	$n^2$	$A_{st,y}$	$\rho_{l,y}$
[mm]	[cm]	[mm]		[mm <sup>2</sup> ]	
24	15	20	0	35033	0.0017



RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	47 di 82

SOLLECITAZIONI ALLO SLU:

$V_{Ed} =$	<b>2926</b> [kN]
$M_{Sd,y} =$	<b>0</b> [kNm]
$M_{Sd,z} =$	<b>0</b> [kNm]

METODO DI VERIFICA: **SEMPLIFICATO**

Il metodo semplificato che utilizza valori di  $\beta$  approssimati, si può utilizzare per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%.

PER PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:  $\beta = 1.40$

**a)  $V_{Rd,max}$  Valore massimo di progetto di Taglio-Punzonamento** EC2 - Par. 6.4.4

Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio:

$v =$	0.540	$\Rightarrow$	$v = 0.7 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$	EC2 - Par. 6.2.2
-------	-------	---------------	---	------------------

$V_{Rd,max} =$	<b>3.81</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
----------------	-------------	----------------------

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro del pilastro:

$V_{Ed} =$	<b>0.76</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\Rightarrow$	$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$
------------	-------------	----------------------	---------------	---------------------------------------

VERIFICA: **OK**

$V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.201$

**b)  $V_{Rd,c}$  Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio** EC2 - Par. 6.4.5

N.B. In questo foglio di calcolo non è prevista la precompressione della piastra

$f_{ck} =$	24.90	[N/mm <sup>2</sup> ]
------------	-------	----------------------

$k =$	1.34	$\Rightarrow$	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$
-------	------	---------------	---

$\rho_l =$	0.00	Perc. Geom. di armatura	$\Rightarrow$	$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,z} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0.02$
------------	------	-------------------------	---------------	---

$C_{Rd,c} =$	0.12	$\Rightarrow$	$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$
--------------	------	---------------	------------------------------------

$v_{min} =$	0.27	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\Rightarrow$	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
-------------	------	----------------------	---------------	--

$V_{Rd,c} =$	0.26	[N/mm <sup>2</sup> ]
--------------	------	----------------------

$V_{Rd,c} =$	<b>0.27</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\Rightarrow$	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$
--------------	-------------	----------------------	---------------	--

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro dei verifica:

$V_{Ed} =$	<b>0.17</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\Rightarrow$	$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d}$
------------	-------------	----------------------	---------------	---------------------------------------

VERIFICA: **OK**

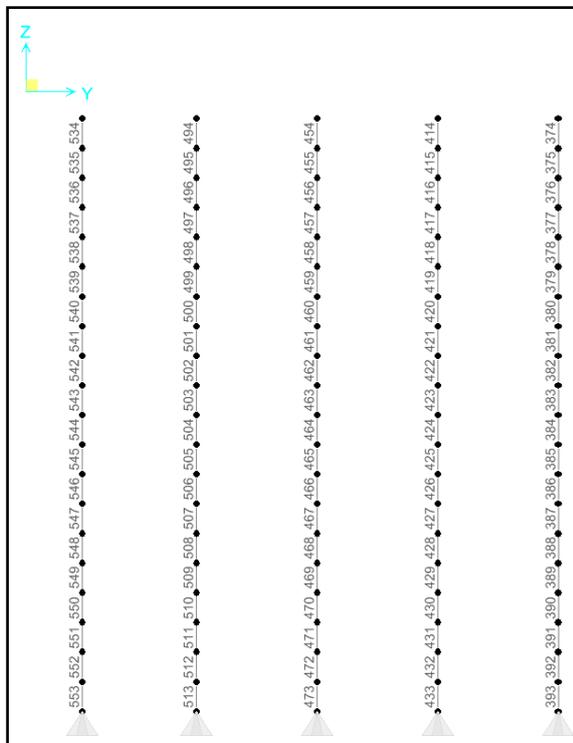
$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 0.623$

### 6.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICA PALIFICATA

#### 6.3.1 NUMERAZIONE ELEMENTI DEI PALI DI FONDAZIONE

Si riporta la numerazione degli elementi che identificano la palificata nel modello col programma di calcolo SAP2000.

FILA PALI ANTERIORE



FILA PALI POSTERIORE

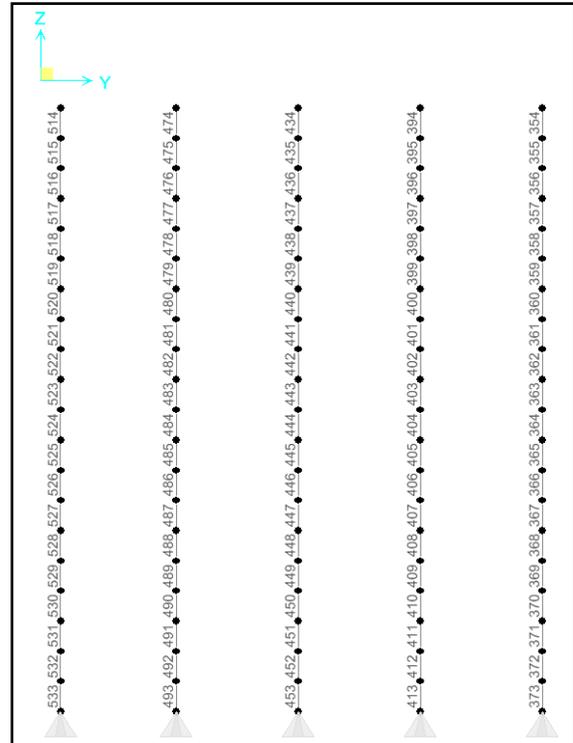
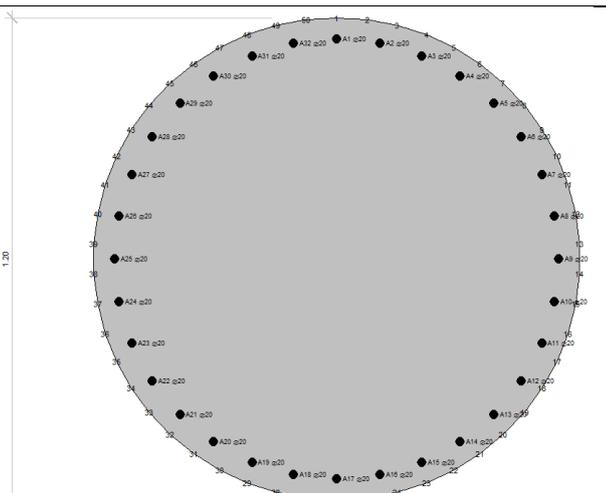
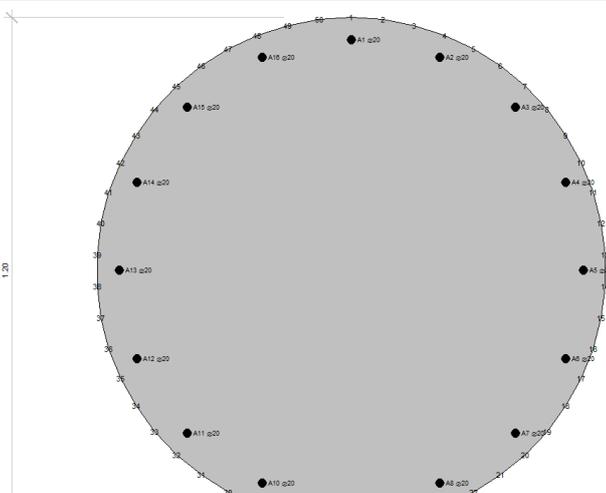


Figura 6.1 Numerazione frame Pali Fondazione  $\phi 1200\text{mm}$  –  $L=20.00\text{m}$

### 6.3.1.1 Geometria adottata per le verifiche

Diametro palo	$\phi=$	120,00	cm		
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	11304	cm <sup>2</sup>	
Armatura palo 0-3m	$A_{a1}=$	32 $\phi$ 20	100.48	cm <sup>2</sup>	
Copriferro	$C_1=$	70	mm		
Armatura palo 3-20m	$A_{a2}=$	16 $\phi$ 20	50.24	cm <sup>2</sup>	
Copriferro	$C_2=$	70	mm		

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo (SLU), le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) raro, frequente e quasi permanente con controllo della fessurazione nonché le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nel Capitolo "Caratteristiche dei materiali").

### 6.3.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per flessione

Da testa palo a -3m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19850	-0.0035 (sez)	3934	0.01 (arm)
Mx	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)

**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	50 di 82

My -1808      0.01 (arm)      1808      0.01 (arm)

**Sollecitazioni di progetto:**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.354 - Comb.2.1-1A) I Vi+I+T+R 2	-2549	0.00	0.00	127	0
2	M2min - Elem.514 - Comb.4.2-1A) I Vi-I+T-R 2	-2158	0.00	0.00	258	0
3	M3max - Elem.514 - Comb.20.2-1A) II Vi-Aa+T-R 2	-2617	0.00	0.00	264	0
4	M3min - Elem.374 - Comb.42.1-1A) III Vp+Aa+F+T+R 2	-2973	0.00	0.00	241	0
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.9-1A) I Vi+ 1	-785	0.00	0.00	25	0
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	-3439	0.00	0.00	25	0
7	smax - Elem.374 - Comb.15-1A) I Vp- 1	-923	0.00	0.00	47	0
8	smin - Elem.414 - Comb.22.1-1A) II Vp+Aa+T+R 2	-3306	0.00	0.00	155	0

**Verifiche:**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.9356	sezione
2	6.9363	sezione
3	5.9837	sezione
4	5.5211	sezione
5	23.5248	sezione
6	5.6825	sezione
7	19.1049	sezione
8	5.3880	sezione

Da -3 a -20m

**Sollecitazioni Resistenti (M,N):**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-17883	-0.0035 (sez)	1967	0.01 (arm)
Mx	-940	0.01 (arm)	940	0.01 (arm)
My	-941	0.01 (arm)	941	0.01 (arm)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
-------	--------------	-------------	---------------	-------------

**Sollecitazioni di progetto:**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.357 - Comb.58.1-1A) III Vp+Ab+F+T+R 2	-2539	0.00	0.00	59	0
2	M2min - Elem.517 - Comb.40.2-1A) III Vi-Aa+F-T-R 2	-2315	0.00	0.00	57	0
3	M3max - Elem.517 - Comb.42.1-1A) III Vp+Aa+F+T+R 2	-1900	0.00	0.00	85	0
4	M3min - Elem.377 - Comb.64.2-1A) III Vp-Ab+F-T-R 2	-2287	0.00	0.00	83	0
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.9-1A) I Vi+ 1	-870	0.00	0.00	34	0
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	-4088	0.00	0.00	0	0
7	smax - Elem.357 - Comb.13-1A) I Vp+ 1	-1036	0.00	0.00	40	0
8	smin - Elem.373 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	-4088	0.00	0.00	0	0

**Verifiche:**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.6741	sezione
2	7.2978	sezione
3	8.4702	sezione
4	7.1845	sezione
5	18.7502	sezione
6	4.3744	sezione
7	15.7568	sezione
8	4.3744	sezione

### 6.3.1.3 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per flessione

*Da testa palo a -3m da testa palo*

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19850	-0.0035 (sez)	3934	0.01 (arm)
Mx	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)
My	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.394 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2196	0.00	0.00	822	0
2	M2min - Elem.514 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-775	0.00	0.00	676	0
3	M3max - Elem.354 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-1546	0.00	0.00	322	0
4	M3min - Elem.534 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-2436	0.00	0.00	684	0
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.2-6) I U	-157	0.00	0.00	725	0
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2651	0.00	0.00	14	0
7	smax - Elem.534 - Comb.2-6) I U	-247	0.00	0.00	743	0
8	smin - Elem.534 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-2436	0.00	0.00	684	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.7394	sezione
2	4.0406	sezione
3	7.8239	sezione
4	4.1679	sezione
5	2.7456	armatura
6	7.4045	sezione
7	2.8303	armatura
8	4.1679	sezione

*Da -3 a -20m*

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-17883	-0.0035 (sez)	1967	0.01 (arm)
Mx	-940	0.01 (arm)	940	0.01 (arm)
My	-941	0.01 (arm)	941	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.519 - Comb.4-6) II U	-421	0.00	0.00	246	0
2	M2min - Elem.400 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2394	0.00	0.00	194	0
3	M3max - Elem.519 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-944	0.00	0.00	247	0
4	M3min - Elem.377 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2509	0.00	0.00	52	0
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.2-6) I U	-242	0.00	0.00	17	0
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-3132	0.00	0.00	0	0
7	smax - Elem.519 - Comb.4-6) II U	-421	0.00	0.00	246	0
8	smin - Elem.360 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2765	0.00	0.00	194	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	8.7082	sezione
2	6.1602	sezione
3	9.7387	sezione

**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	52 di 82

4	6.7965	sezione
5	62.3412	sezione
6	5.7095	sezione
7	8.7082	sezione
8	5.4755	sezione

**6.3.1.4 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da testa palo a -3m da testa palo**
**Sollecitazioni di progetto – rara**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1919	0.00	0.00	95	0
2	-1564	0.00	0.00	183	0
3	-1910	0.00	0.00	191	0
4	-2372	0.00	0.00	183	0
5	-774	0.00	0.00	17	0
6	-2614	0.00	0.00	3	0
7	-1231	0.00	0.00	68	0
8	-2420	0.00	0.00	112	0

**Sollecitazioni di progetto – frequente**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1936	0.00	0.00	63	0
2	-1458	0.00	0.00	128	0
3	-1661	0.00	0.00	134	0
4	-2050	0.00	0.00	125	0
5	-862	0.00	0.00	34	0
6	-2288	0.00	0.00	9	0
7	-1111	0.00	0.00	34	0
8	-2143	0.00	0.00	78	0

**Sollecitazioni di progetto – q.permanente**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1863	0.00	0.00	55	0
2	-1433	0.00	0.00	114	0
3	-1433	0.00	0.00	114	0
4	-1768	0.00	0.00	108	0
5	-887	0.00	0.00	48	0
6	-1993	0.00	0.00	8	0
7	-1081	0.00	0.00	27	0
8	-1896	0.00	0.00	68	0

**Verifiche alle tensioni – rara**

Comb.	Descrizione	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	M2max - Elem.354 - Comb.37.1-2) IV Vi+Ab+C+T+R	-1.95	-1.04	-16.23	-28.71
2	M2min - Elem.514 - Comb.2.2-2) I Vi-I+T-R	-2.11	-0.33	-6.19	-30.43
3	M3max - Elem.514 - Comb.14.2-2) II Vi-Ab+T-R	-2.41	-0.57	-9.77	-34.95
4	M3min - Elem.374 - Comb.9.1-2) II Vi+Aa+T+R	-2.73	-0.97	-15.71	-39.85
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.5-2) I Vi+	-0.68	-0.52	-7.96	-10.17
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-2.05	-2.03	-30.44	-30.78
7	smax - Elem.354 - Comb.8-2) I Vp-	-1.29	-0.63	-9.93	-18.91
8	smin - Elem.414 - Comb.11.1-2) II Vp+Aa+T+R	-2.43	-1.35	-20.94	-35.74

**Verifiche alle tensioni – frequente**

Comb.	Descrizione	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	M2max - Elem.354 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-1.82	-1.21	-18.48	-26.86

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	53 di 82

2	M2min - Elem.514 - Comb.2.2-3) I Vi-I+T-R	-1.76	-0.52	-8.64	-25.51
3	M3max - Elem.514 - Comb.10.2-3) II Ab+T-R	-1.94	-0.65	-10.62	-28.28
4	M3min - Elem.374 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	-2.21	-0.99	-15.72	-32.29
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.5-3) I Vi	-0.84	-0.51	-7.82	-12.37
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.83	-1.74	-26.17	-27.41
7	smax - Elem.354 - Comb.8-3) I Vp-	-1.03	-0.70	-10.75	-15.26
8	smin - Elem.414 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	-2.05	-1.29	-19.91	-30.27

**Verifiche alle tensioni – q.permanente**

Comb.	Descrizione	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max - Elem.354 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.72	-1.19	-18.20	-25.43
2	M2min - Elem.514 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.67	-0.57	-9.25	-24.32
3	M3max - Elem.514 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.67	-0.57	-9.25	-24.32
4	M3min - Elem.374 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.90	-0.86	-13.58	-27.83
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.2-4) I /	-0.92	-0.46	-7.21	-13.56
6	Pmax Comp. - Elem.396 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.60	-1.52	-22.79	-23.88
7	smax - Elem.354 - Comb.2-4) I /	-0.97	-0.71	-10.89	-14.41
8	smin - Elem.414 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.81	-1.15	-17.70	-26.71

**Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**

**Combinazione frequente: M2max - Elem.354 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.54$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000078 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s max} = 317.7058$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0247 \quad (< 0.2000)$$

**Combinazione frequente: M2min - Elem.514 - Comb.2.2-3) I Vi-I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.88$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000073 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s max} = 317.7058$$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0231$  ( $<0.2000$ )

**Combinazione frequente: M3max - Elem.514 - Comb.10.2-3) II Ab+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -27.61$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000081 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0257$  ( $<0.2000$ )

**Combinazione frequente: M3min - Elem.374 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -31.67$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000093 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0294$  ( $<0.2000$ )

**Combinazione frequente: Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.5-3) I Vi**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -12.19$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	55 di 82

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000036$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0113$  (  $< 0.2000$  )

**Combinazione frequente: Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -27.36

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000080$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0254$  (  $< 0.2000$  )

**Combinazione frequente: smax - Elem.354 - Comb.8-3) I Vp-**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -15.09

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000044$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0140$  (  $< 0.2000$  )

**Combinazione frequente: smin - Elem.414 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -29.88

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	56 di 82

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000087$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0278$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M2max - Elem.354 - Comb.1.1-4) | I+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -25.16

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000074$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0234$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M2min - Elem.514 - Comb.1.2-4) | I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -23.75

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000070$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0221$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M3max - Elem.514 - Comb.1.2-4) | I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -23.75

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	57 di 82

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000070$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0221$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M3min - Elem.374 - Comb.1.1-4) I I+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -27.29

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000080$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0254$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.2-4) I /**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -13.32

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000039$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0124$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. - Elem.396 - Comb.1.2-4) I I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$   $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -23.84

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	58 di 82

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000070$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0222$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente:  $s_{max}$  - Elem.354 - Comb.2-4) I /**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -14.28$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000042$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0133$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente:  $s_{min}$  - Elem.414 - Comb.1.1-4) I I+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cls,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.37$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000077$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 317.7058$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0245$  ( $< 0.2000$ )

### 6.3.1.5 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da -3 a -20m

#### Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1862	0.00	0.00	43	0
2	-1668	0.00	0.00	43	0
3	-1585	0.00	0.00	61	0
4	-1897	0.00	0.00	66	0
5	-859	0.00	0.00	27	0

**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	59 di 82

6	-3095	0.00	0.00	0	0
7	-1015	0.00	0.00	25	0
8	-3095	0.00	0.00	0	0

**Sollecitazioni di progetto – frequente**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2021	0.00	0.00	22	0
2	-1672	0.00	0.00	34	0
3	-1708	0.00	0.00	47	0
4	-2040	0.00	0.00	45	0
5	-947	0.00	0.00	18	0
6	-2768	0.00	0.00	0	0
7	-953	0.00	0.00	18	0
8	-2768	0.00	0.00	0	0

**Sollecitazioni di progetto – q.permanente**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1948	0.00	0.00	19	0
2	-1631	0.00	0.00	29	0
3	-1480	0.00	0.00	41	0
4	-1758	0.00	0.00	38	0
5	-972	0.00	0.00	17	0
6	-2473	0.00	0.00	0	0
7	-972	0.00	0.00	17	0
8	-2473	0.00	0.00	0	0

**Verifiche alle tensioni – rara**

Comb.	Descrizione	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	M2max - Elem.357 - Comb.29.1-2) III Vp+Ab+F+T+R	-1.78	-1.32	-20.05	-26.36
2	M2min - Elem.517 - Comb.24.2-2) III Vp-Aa+F-T-R	-1.62	-1.16	-17.64	-23.94
3	M3max - Elem.517 - Comb.29.1-2) III Vp+Ab+F+T+R	-1.64	-0.99	-15.28	-24.23
4	M3min - Elem.377 - Comb.24.2-2) III Vp-Aa+F-T-R	-1.93	-1.23	-18.86	-28.42
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.5-2) I Vi+	-0.86	-0.57	-8.73	-12.68
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-2.57	-2.57	-38.58	-38.58
7	smax - Elem.357 - Comb.7-2) I Vp+	-0.98	-0.71	-10.83	-14.46
8	smin - Elem.373 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-2.57	-2.57	-38.58	-38.58

**Verifiche alle tensioni – frequente**

Comb.	Descrizione	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	M2max - Elem.357 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-1.79	-1.56	-23.61	-26.76
2	M2min - Elem.537 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.57	-1.21	-18.34	-23.34
3	M3max - Elem.517 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-1.67	-1.17	-17.84	-24.74
4	M3min - Elem.377 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.93	-1.46	-22.18	-28.67
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.5-3) I Vi	-0.88	-0.69	-10.50	-13.10
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-2.30	-2.30	-34.51	-34.51
7	smax - Elem.517 - Comb.7-3) I Vp+	-0.89	-0.69	-10.53	-13.22
8	smin - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-2.30	-2.30	-34.51	-34.51

**Verifiche alle tensioni – q.permanente**

Comb.	Descrizione	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	M2max - Elem.357 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.72	-1.52	-22.93	-25.63
2	M2min - Elem.537 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.51	-1.20	-18.22	-22.43
3	M3max - Elem.517 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.45	-1.01	-15.43	-21.47
4	M3min - Elem.377 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.66	-1.26	-19.15	-24.67
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.2-4) I /	-0.90	-0.72	-10.87	-13.36
6	Pmax Comp. - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-2.06	-2.06	-30.83	-30.83

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	60 di 82

7	smax - Elem.517 - Comb.2-4) I /	-0.90	-0.72	-10.87	-13.36
8	smin - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-2.06	-2.06	-30.83	-30.83

**Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**

**Combinazione frequente: M2max - Elem.357 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.68$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000078 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0404 \quad (<0.2000)$$

**Combinazione frequente: M2min - Elem.537 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -23.21$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000068 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0351 \quad (<0.2000)$$

**Combinazione frequente: M3max - Elem.517 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.57$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	61 di 82

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_1 = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000072$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0372$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione frequente: M3min - Elem.377 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -28.51$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_1 = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000083$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0432$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione frequente: Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.5-3) I Vi**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -13.03$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_1 = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000038$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0197$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione frequente: Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -34.51$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	62 di 82

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000101$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0523$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione frequente:  $s_{max}$  - Elem.517 - Comb.7-3) I Vp+**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$   $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -13.15

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000038$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0199$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione frequente:  $s_{min}$  - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$   $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -34.51

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000101$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0523$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente:  $M2_{max}$  - Elem.357 - Comb.1.1-4) I I+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$   $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -25.56

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	63 di 82

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000075$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0387$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M2min - Elem.537 - Comb.1.2-4) | I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -22.33$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000065$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0338$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M3max - Elem.517 - Comb.1.1-4) | I+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -21.32$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = -0.000062$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0323$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: M3min - Elem.377 - Comb.1.2-4) | I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.53$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	64 di 82

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000072$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0371$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.2-4) I/**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

Tensione baricentrica = -13.30

Copriferro = 43.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000039$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0201$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

Tensione baricentrica = -30.83

Copriferro = 43.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_t = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000090$  Distanza fessure  $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0467$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente: smax - Elem.517 - Comb.2-4) I/**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{cls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

Tensione baricentrica = -13.30

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	65 di 82

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_I = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000039$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0201$  ( $< 0.2000$ )

**Combinazione quasi permanente:  $s_{min}$  - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$   $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -30.83

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$   $K_2 = 0.5000$   $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00  $K_I = 0.6$

Deformazione media  $\varepsilon_{sm} = -0.000090$  Distanza fessure  $\Delta_s \max = 517.3430$

Ampiezza fessure  $w_d = -0.0467$  ( $< 0.2000$ )

### 6.3.1.6 Verifiche in campo elastico (sisma)

*Da testa palo a -3m da testa palo*

Parametri di sollecitazione :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1976	0.00	0.00	1045	0
2	-1770	0.00	0.00	974	0
3	-2300	0.00	0.00	910	0
4	-1399	0.00	0.00	988	0
5	-176	0.00	0.00	659	0
6	-3566	0.00	0.00	112	0
7	-1252	0.00	0.00	1036	0
8	-2141	0.00	0.00	1068	0

Tensioni massime nei materiali :

Comb.	Descrizione	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_s \max$	$\sigma_s \min$
1	M2max - Elem.374 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-8.59	0.00	122.32	-117.30
2	M2min - Elem.414 - Comb.26.4-5A) c.1 M1+T- Y--+	-8.04	0.00	119.38	-109.50
3	M3max - Elem.514 - Comb.26.2-5A) c.1 M1+T-R Y--+	-7.30	0.00	70.01	-101.15
4	M3min - Elem.534 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-8.33	0.00	153.83	-112.00
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.1.3-5A) c.1 M1+T+ X+++	-5.73	0.00	178.70	-73.72
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y--+	-3.33	-2.25	-34.40	-49.25
7	smax - Elem.374 - Comb.18.4-5A) c.1 M1+T- Y--+	-8.82	0.00	180.99	-117.83
8	smin - Elem.374 - Comb.25.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-8.73	0.00	116.24	-119.56

Da -3 a -20m

Parametri di sollecitazione :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2263	0.00	0.00	345	0
2	-1470	0.00	0.00	356	0
3	-382	0.00	0.00	278	0
4	-822	0.00	0.00	282	0
5	-261	0.00	0.00	152	0
6	-4046	0.00	0.00	0	0
7	-391	0.00	0.00	299	0
8	-3651	0.00	0.00	305	0

Tensioni massime nei materiali :

Comb.	Descrizione	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	M2max - Elem.379 - Comb.25.3-5A) c.1 M1+T+ Y+++	-3.72	-0.04	-3.02	-53.38
2	M2min - Elem.379 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y+++	-3.24	0.00	10.83	-45.80
3	M3max - Elem.519 - Comb.1.1-5A) c.1 M1+T+R X+++	-3.10	0.00	76.61	-40.81
4	M3min - Elem.378 - Comb.9.2-5A) c.1 M1+T-R X+++	-2.58	0.00	22.77	-35.82
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.1.3-5A) c.1 M1+T+ X+++	-1.61	0.00	32.65	-21.52
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y+++	-3.36	-3.36	-50.44	-50.44
7	smax - Elem.359 - Comb.25.3-5A) c.1 M1+T+ Y+++	-3.36	0.00	85.85	-44.06
8	smin - Elem.359 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y+++	-4.66	-1.41	-23.24	-67.77

### 6.3.1.7 Verifiche a taglio

La massima sollecitazione a taglio per i pali è stata individuata in condizione sismiche ed è pari a  $T=535\text{kN}$ .

Poichè da normativa si richiede che la sollecitazione di taglio in condizioni sismiche comporti una tensione nelle strutture che rimanga in campo elastico, si è provveduto alla riduzione della Resistenza di calcolo a "taglio trazione" ( $V_{rsd}$ ) e della Resistenza di calcolo a "taglio compressione" ( $V_{rcd}$ ) del coefficiente 1.25.

La verifica quindi porge:

$V_{rd}$ = 710.26 kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$ = 535.00 kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$ = 710.26 kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$ = 1687.32 kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$ = 0.00 kN	Valore di calcolo dello sforzo normale

sezione verificata a taglio

$\theta$ = 21.80 °	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b_w$ = 108.00 cm	Larghezza utile della sezione
$d$ = 89.20 cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{staf}$ = 12 mm	Diametro staffe
2 n°	n°braccia staffe
$A_{sw}$ = 226.08 mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
s = 20 cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

### 6.3.2 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 – A1M1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 20.00m.

#### CARICO DI PROGETTO Ed

	Ed,Compressione kN	Ed,Trazione kN
APP.1-COMB1 SLU	<b>3363</b>	
APP.1-COMB2 SLU	<b>2757</b>	
APP.1-COMB2 SLV	<b>3509</b>	

**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	68 di 82

**CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1 (A1-M1-R1) - SLU**

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$ :	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ :	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$ :	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$ :	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$ :	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$ :	Resistenza media laterale
$W_p$ :	peso proprio del palo alleggerito

**PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA**

**Terreni granulari (c = 0,  $\phi < 0$ )**

In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:

$$q_b = N_q^* \times \sigma'_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

$N_q^*$  \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per  $q_b$  il valore limite di  $q_{b,lim}$ .

**Terreni coesivi (c > 0)**

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma'_v + 9 c_u$$

**RESISTENZA LATERALE UNITARIA**

**Terreni granulari (c = 0,  $\phi < 0$ )**

$$q_s = K \tan \delta \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di  $q_{l,lim}$ .

**Terreni coesivi (c > 0)**

$q_s = \alpha c_u$  con:  $\alpha$  variabile in funzione di  $c_u$  secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

cu (kPa)	$\alpha$
<=25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di  $q_{l,lim}$ .

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m <sup>2</sup>	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	25.00

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)**

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	$\phi'$	$\gamma$
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	69 di 82

**FALDA**

unità

Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00
-------------------------------	---	-------

**SOVRACCARICO A Q.T.P.**

Tensione totale in testa palo	kN/m <sup>2</sup>	15.2
Tensione efficace in testa palo		15.2

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente $\gamma_b$		1.00
coefficiente $\gamma_s$		1.00
coefficiente $\gamma_{st}$		1.00
coefficiente $\zeta$		1.65

**CARICO DI PROGETTO Ed**

Ed, Con Ed, Trazione

kN kN

APP.1-COMB1 SLU	3363	
APP.1-COMB2 SLU	2757	
APP.1-COMB2 SLV	3509	

m

Lunghezza palo di progetto	20.00
Profondità testa palo	2.00
<b>Quota piede palo</b>	<b>22.00</b>

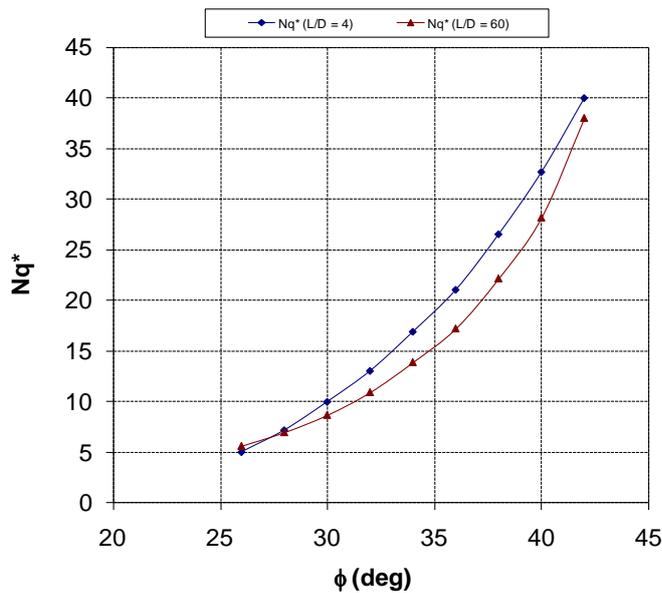
PROFONDITA' INDAGATA

Rcd

quota minima	0.00
quota massima	35.00

22391

**Coefficiente  $Nq^*$  corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta**





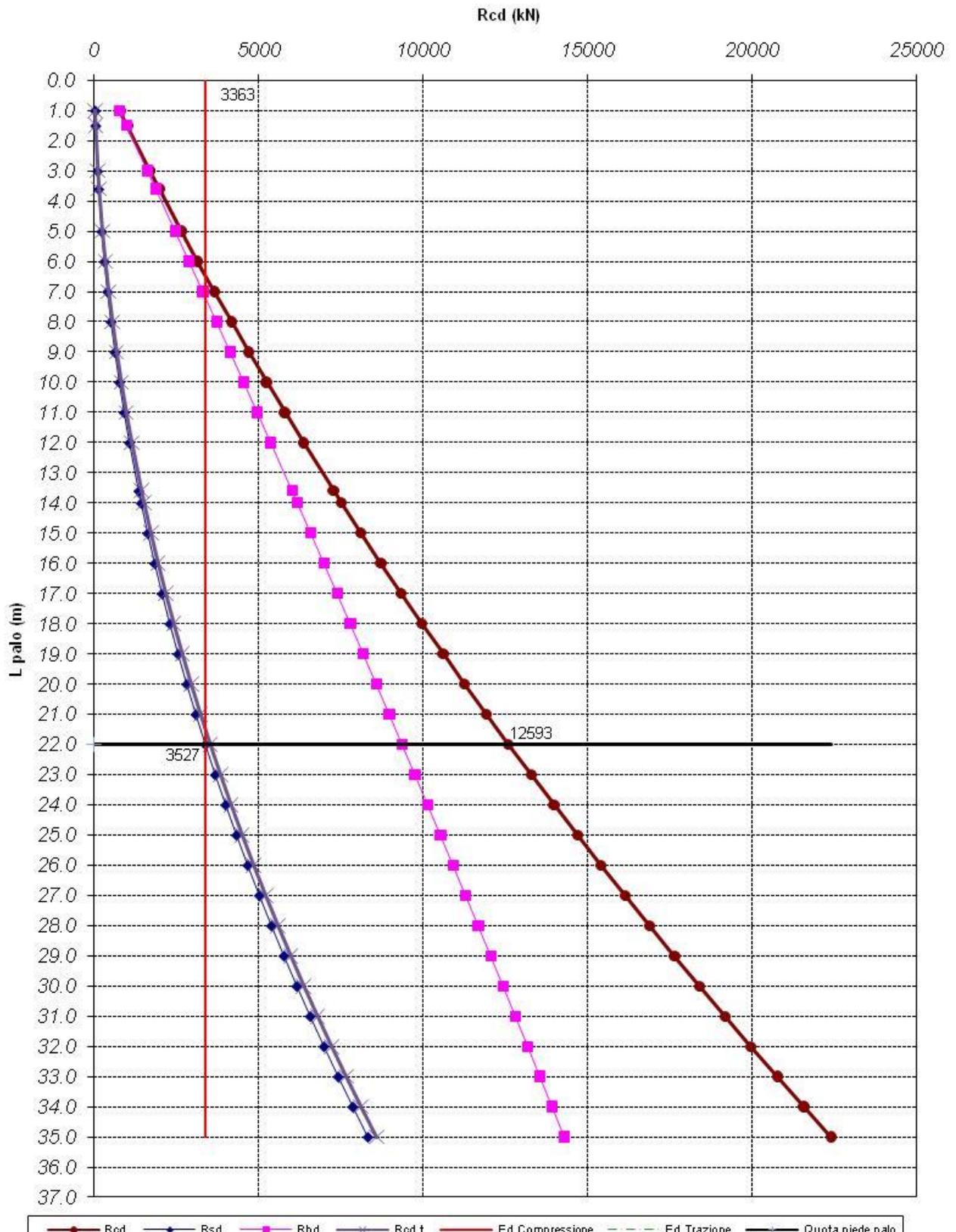
**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**  
**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA**  
**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IN10 10 D26CL IV0105001 A 70 di 82

Unità	z m	cu kPa	ψ deg	γ kN/m <sup>3</sup>	γ' kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	K	σv kPa	σv' kPa	tanδ	qs,lim kPa	qs kPa	Qs kN	Nq'	9'cu kPa	qb,lim kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rsd,t kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rcd,t kN
1	0.0			19.0	19.0			15.2	15.2															
1	1.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	34.2	34.2	0.839	0	7.4	28	33.0		0	1127.1	1275	17	17	773	7	783	24
1	1.5	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	43.7	43.7	0.839	0	11.7	50	32.9		0	1438.7	1627	30	30	986	10	1006	40
1	3.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	72.2	72.2	0.839	0	17.4	148	32.8		0	2369.7	2680	90	90	1624	20	1694	110
1	3.6	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	83.6	83.6	0.839	0	23.3	201	32.8		0	2740.5	3099	122	122	1878	24	1976	146
1	5.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	110.2	110.2	0.839	0	29.0	354	32.7		0	3602.1	4074	215	215	2469	34	2650	249
1	6.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	129.2	129.2	0.839	0	35.9	490	32.6		0	4214.4	4766	297	297	2889	41	3145	337
1	7.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	148.2	148.2	0.839	0	41.6	646	32.6		0	4824.1	5456	392	392	3307	48	3651	439
1	8.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	167.2	167.2	0.839	0	47.3	824	32.5		0	5431.3	6143	500	500	3723	54	4168	554
1	9.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	186.2	186.2	0.839	0	53.0	1024	32.4		0	6035.9	6826	621	621	4137	61	4697	682
2	10.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	205.2	205.2	0.839	0	58.7	1245	32.3		0	6638.0	7507	755	755	4550	68	5237	823
2	11.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	224.2	224.2	0.839	0	64.4	1488	32.3		0	7237.4	8185	902	902	4961	75	5788	976
2	12.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	243.2	243.2	0.839	0	70.0	1752	32.2		0	7834.3	8860	1062	1062	5370	81	6350	1143
2	13.6	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	273.6	273.6	0.839	0	77.5	2219	32.1		0	8784.1	9935	1345	1345	6021	92	7274	1437
2	14.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	281.2	281.2	0.839	0	83.1	2344	32.1		0	9020.5	10202	1421	1421	6183	95	7509	1516
2	15.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	300.2	300.2	0.839	0	87.1	2673	32.0		0	9609.7	10868	1620	1620	6587	102	8105	1722
2	16.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	319.2	319.2	0.839	0	92.8	3023	31.9		0	10196.3	11532	1832	1832	6989	109	8712	1941
2	17.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	338.2	338.2	0.839	0	98.5	3394	31.9		0	10780.4	12192	2057	2057	7389	115	9331	2173
2	18.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	357.2	357.2	0.839	0	104.2	3787	31.8		0	11361.9	12850	2295	2295	7788	122	9961	2417
2	19.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	376.2	376.2	0.839	0	109.9	4202	31.7		0	11940.8	13505	2546	2546	8185	129	10602	2675
2	20.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	395.2	395.2	0.839	0	115.6	4637	31.7		0	12517.2	14157	2811	2811	8580	136	11255	2946
2	21.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	414.2	414.2	0.839	0	121.3	5095	31.6		0	13091.0	14806	3088	3088	8973	143	11918	3230
2	22.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	433.2	433.2	0.839	0	127.0	5574	31.5		0	13662.3	15452	3378	3378	9365	149	12593	3527
2	23.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	452.2	452.2	0.839	0	132.7	6074	31.5		0	14230.9	16095	3681	3681	9754	156	13279	3837
2	24.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	471.2	471.2	0.839	0	138.4	6595	31.4		0	14797.0	16735	3997	3997	10142	163	13977	4160
2	25.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	490.2	490.2	0.839	0	144.1	7139	31.3		0	15360.6	17372	4326	4326	10529	170	14686	4496
2	26.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	509.2	509.2	0.839	0	149.8	7703	31.3		0	15921.5	18007	4669	4669	10913	176	15405	4845
2	27.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	528.2	528.2	0.839	0	155.5	8289	31.2		0	16479.9	18638	5024	5024	11296	183	16137	5207
2	28.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	547.2	547.2	0.839	0	161.2	8897	31.1		0	17035.8	19267	5392	5392	11677	190	16879	5582
2	29.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	566.2	566.2	0.839	0	166.9	9526	31.1		0	17589.0	19893	5773	5773	12056	197	17633	5970
2	30.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	585.2	585.2	0.839	0	172.6	10177	31.0		0	18139.7	20516	6168	6168	12434	204	18398	6371
2	31.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	604.2	604.2	0.839	0	178.3	10849	30.9		0	18687.9	21135	6575	6575	12809	210	19174	6785
2	32.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	623.2	623.2	0.839	0	183.9	11542	30.9		0	19233.4	21753	6995	6995	13183	217	19961	7212
2	33.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	642.2	642.2	0.839	0	189.6	12257	30.8		0	19776.4	22367	7428	7428	13556	224	20760	7652
2	34.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	661.2	661.2	0.839	0	195.3	12993	30.7		0	20316.9	22978	7875	7875	13926	231	21570	8106
2	35.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	680.2	680.2	0.839	0	201.0	13751	30.7		0	20854.7	23586	8334	8334	14295	238	22391	8572

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza**  
**APP.1 COMB.1 - SLU (A1-M1-R1)**



**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	72 di 82

**CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2-M1-R2) - SLU-SLE**

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$ :	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ :	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$ :	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$ :	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$ :	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$ :	Resistenza media laterale
$W_p$ :	peso proprio del palo alleggerito

**PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA**

**Terreni granulari (c = 0,  $\phi < 0$ )**

In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:

$$q_b = N_q^* \times \sigma'_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

$N_q^*$  \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per  $q_b$  il valore limite di  $q_{b,lim}$ .

**Terreni coesivi (c > 0)**

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma'_v + 9 c_u$$

**RESISTENZA LATERALE UNITARIA**

**Terreni granulari (c = 0,  $\phi < 0$ )**

$$q_s = K \tan \delta \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di  $q_{l,lim}$ .

**Terreni coesivi (c > 0)**

$q_s = \alpha c_u$  con:  $\alpha$  variabile in funzione di  $c_u$  secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

cu (kPa)	$\alpha$
<=25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di  $q_{l,lim}$ .

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE** unit\`a

Diametro palo	m	<b>1.20</b>
Superficie resistente alla punta	m <sup>2</sup>	<b>1.13</b>
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	<b>3.77</b>
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	<b>25.00</b>

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)**

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	$\phi'$	$\gamma$
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	73 di 82

**FALDA**

unità

Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00
-------------------------------	---	-------

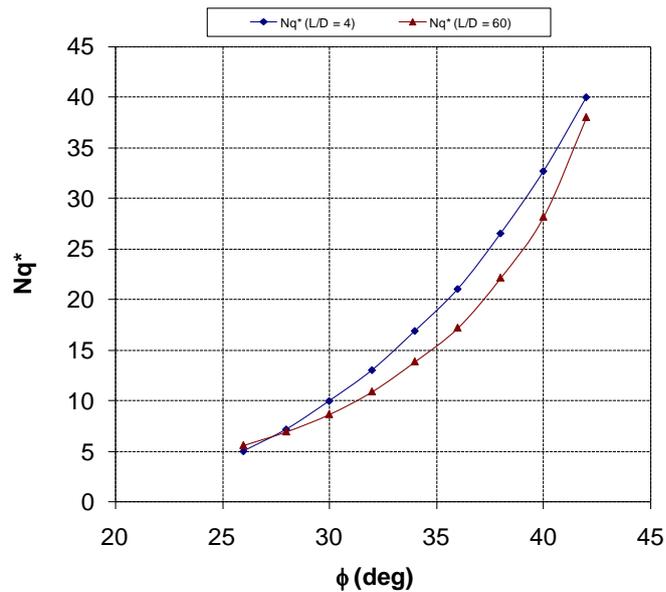
**SOVRACCARICO A Q.T.P.**

Tensione totale in testa palo	kN/m <sup>2</sup>	15.2
Tensione efficace in testa palo		15.2

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente $\gamma_b$		1.70
coefficiente $\gamma_s$		1.45
coefficiente $\gamma_{st}$		1.60
coefficiente $\zeta$		1.65

**Coefficiente  $Nq^*$  corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta**





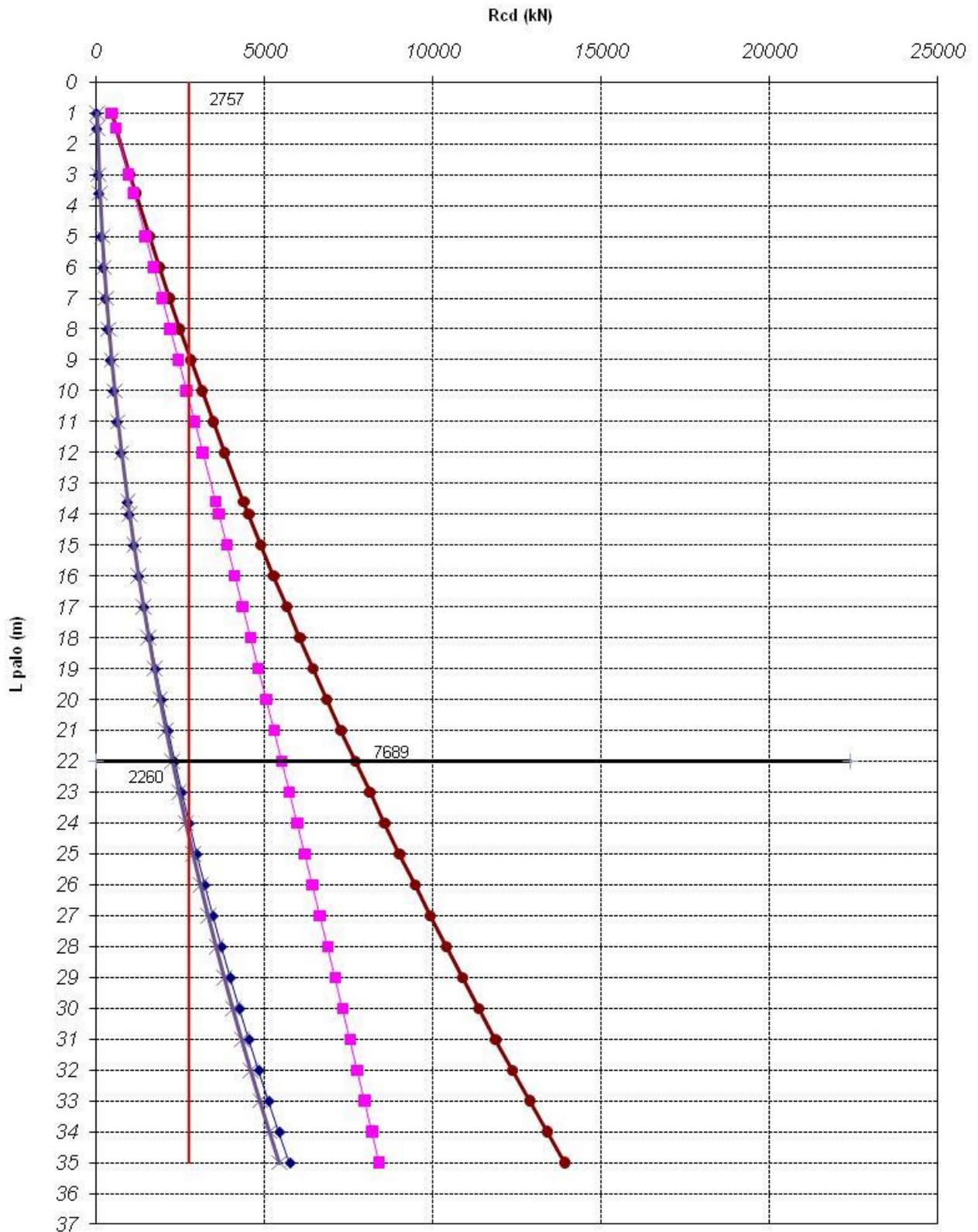
**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**  
**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA**  
**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA **IN10** LOTTO **10** CODIFICA **D26CL** DOCUMENTO **IV0105001** REV. **A** FOGLIO **74 di 82**

Unità	z m	cu kPa	ψ deg	γ kN/m <sup>3</sup>	γ' kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	K	σv kPa	σv' kPa	tanδ	qs,lim kPa	qs kPa	Qs kN	Nq <sup>*</sup>	9 <sup>o</sup> cu kPa	qb,lim kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rsd,t kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rcd,t kN
0	0	0	0	19	19,0			15,2	15,2		0				0									
1	1	0	40	19	19,0	0,0	0,357	34,2	34,2	0,839	0	7,4	28	33,0		0	1127,1	1275	12	11	454	7	459	17
1	2	0	40	19	19,0	0,0	0,357	43,7	43,7	0,839	0	11,7	50	32,9		0	1438,7	1627	21	19	580	10	591	29
1	3	0	40	19	19,0	0,0	0,357	72,2	72,2	0,839	0	17,4	148	32,8		0	2369,7	2680	62	56	955	20	997	76
1	4	0	40	19	19,0	0,0	0,357	83,6	83,6	0,839	0	23,3	201	32,8		0	2740,5	3099	84	76	1105	24	1165	101
1	5	0	40	19	19,0	0,0	0,357	110,2	110,2	0,839	0	29,0	354	32,7		0	3602,1	4074	148	134	1452	34	1566	168
1	6	0	40	19	19,0	0,0	0,357	129,2	129,2	0,839	0	35,9	490	32,6		0	4214,4	4766	205	185	1699	41	1863	226
1	7	0	40	19	19,0	0,0	0,357	148,2	148,2	0,839	0	41,6	646	32,6		0	4824,1	5456	270	245	1945	48	2168	292
1	8	0	40	19	19,0	0,0	0,357	167,2	167,2	0,839	0	47,3	824	32,5		0	5431,3	6143	345	312	2190	54	2480	367
1	9	0	40	19	19,0	0,0	0,357	186,2	186,2	0,839	0	53,0	1024	32,4		0	6035,9	6826	428	388	2434	61	2801	449
2	10	0	40	19	19,0	0,0	0,357	205,2	205,2	0,839	0	58,7	1245	32,3		0	6638,0	7507	520	472	2676	68	3129	540
2	11	0	40	19	19,0	0,0	0,357	224,2	224,2	0,839	0	64,4	1488	32,3		0	7237,4	8185	622	564	2918	75	3465	638
2	12	0	40	19	19,0	0,0	0,357	243,2	243,2	0,839	0	70,0	1752	32,2		0	7834,3	8860	732	664	3159	81	3810	745
2	14	0	40	19	19,0	0,0	0,357	273,6	273,6	0,839	0	77,5	2219	32,1		0	8784,1	9935	928	841	3542	92	4377	933
2	14	0	40	19	19,0	0,0	0,357	281,2	281,2	0,839	0	83,1	2344	32,1		0	9020,5	10202	980	888	3637	95	4522	983
2	15	0	40	19	19,0	0,0	0,357	300,2	300,2	0,839	0	87,1	2673	32,0		0	9609,7	10868	1117	1012	3875	102	4890	1114
2	16	0	40	19	19,0	0,0	0,357	319,2	319,2	0,839	0	92,8	3023	31,9		0	10196,3	11532	1264	1145	4111	109	5266	1254
2	17	0	40	19	19,0	0,0	0,357	338,2	338,2	0,839	0	98,5	3394	31,9		0	10780,4	12192	1419	1286	4347	115	5650	1401
2	18	0	40	19	19,0	0,0	0,357	357,2	357,2	0,839	0	104,2	3787	31,8		0	11361,9	12850	1583	1435	4581	122	6042	1557
2	19	0	40	19	19,0	0,0	0,357	376,2	376,2	0,839	0	109,9	4202	31,7		0	11940,8	13505	1756	1592	4815	129	6442	1720
2	20	0	40	19	19,0	0,0	0,357	395,2	395,2	0,839	0	115,6	4637	31,7		0	12517,2	14157	1938	1757	5047	136	6850	1892
2	21	0	40	19	19,0	0,0	0,357	414,2	414,2	0,839	0	121,3	5095	31,6		0	13091,0	14806	2129	1930	5278	143	7265	2072
2	22	0	40	19	19,0	0,0	0,357	433,2	433,2	0,839	0	127,0	5574	31,5		0	13662,3	15452	2330	2111	5509	149	7689	2260
2	23	0	40	19	19,0	0,0	0,357	452,2	452,2	0,839	0	132,7	6074	31,5		0	14230,9	16095	2539	2301	5738	156	8120	2457
2	24	0	40	19	19,0	0,0	0,357	471,2	471,2	0,839	0	138,4	6595	31,4		0	14797,0	16735	2757	2498	5966	163	8560	2661
2	25	0	40	19	19,0	0,0	0,357	490,2	490,2	0,839	0	144,1	7139	31,3		0	15360,6	17372	2984	2704	6193	170	9007	2874
2	26	0	40	19	19,0	0,0	0,357	509,2	509,2	0,839	0	149,8	7703	31,3		0	15921,5	18007	3220	2918	6420	176	9463	3094
2	27	0	40	19	19,0	0,0	0,357	528,2	528,2	0,839	0	155,5	8289	31,2		0	16479,9	18638	3465	3140	6645	183	9926	3323
2	28	0	40	19	19,0	0,0	0,357	547,2	547,2	0,839	0	161,2	8897	31,1		0	17035,8	19267	3719	3370	6869	190	10398	3560
2	29	0	40	19	19,0	0,0	0,357	566,2	566,2	0,839	0	166,9	9526	31,1		0	17589,0	19893	3982	3608	7092	197	10877	3805
2	30	0	40	19	19,0	0,0	0,357	585,2	585,2	0,839	0	172,6	10177	31,0		0	18139,7	20516	4254	3855	7314	204	11364	4058
2	31	0	40	19	19,0	0,0	0,357	604,2	604,2	0,839	0	178,3	10849	30,9		0	18687,9	21135	4534	4109	7535	210	11859	4320
2	32	0	40	19	19,0	0,0	0,357	623,2	623,2	0,839	0	183,9	11542	30,9		0	19233,4	21753	4824	4372	7755	217	12362	4589
2	33	0	40	19	19,0	0,0	0,357	642,2	642,2	0,839	0	189,6	12257	30,8		0	19776,4	22367	5123	4643	7974	224	12873	4867
2	34	0	40	19	19,0	0,0	0,357	661,2	661,2	0,839	0	195,3	12993	30,7		0	20316,9	22978	5431	4922	8192	231	13392	5152
2	35	0	40	19	19,0	0,0	0,357	680,2	680,2	0,839	0	201,0	13751	30,7		0	20854,7	23586	5748	5209	8409	238	13919	5446

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza**  
**APP.1 COMB.2 - SLU-SLE (A2-M1-R2)**



**RELAZIONE DI CALCOLO PILE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	76 di 82

**CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2-M1-R3) - SIS**

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$ :	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ :	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$ :	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$ :	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$ :	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$ :	Resistenza media laterale
$W_p$ :	peso proprio del palo alleggerito

**PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA**

**Terreni granulari (c = 0,  $\phi < 0$ )**

In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:

$$q_b = N_q^* \times \sigma'_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

$N_q^*$  \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per  $q_b$  il valore limite di  $q_{b,lim}$ .

**Terreni coesivi (c > 0)**

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma'_v + 9 c_u$$

**RESISTENZA LATERALE UNITARIA**

**Terreni granulari (c = 0,  $\phi < 0$ )**

$$q_s = K \tan \delta \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di  $q_{l,lim}$ .

**Terreni coesivi (c > 0)**

$q_s = \alpha c_u$  con:  $\alpha$  variabile in funzione di  $c_u$  secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

cu (kPa)	$\alpha$
<=25	0,9
da 25 a 50	0,8
da 50 a 75	0,6
>75	0,4

In ogni caso non viene superato il valore limite di  $q_{l,lim}$ .

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m <sup>2</sup>	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	3.77
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	25.00

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)**

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	$\phi'$	$\gamma$
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0105001	A	77 di 82

**FALDA**

unità

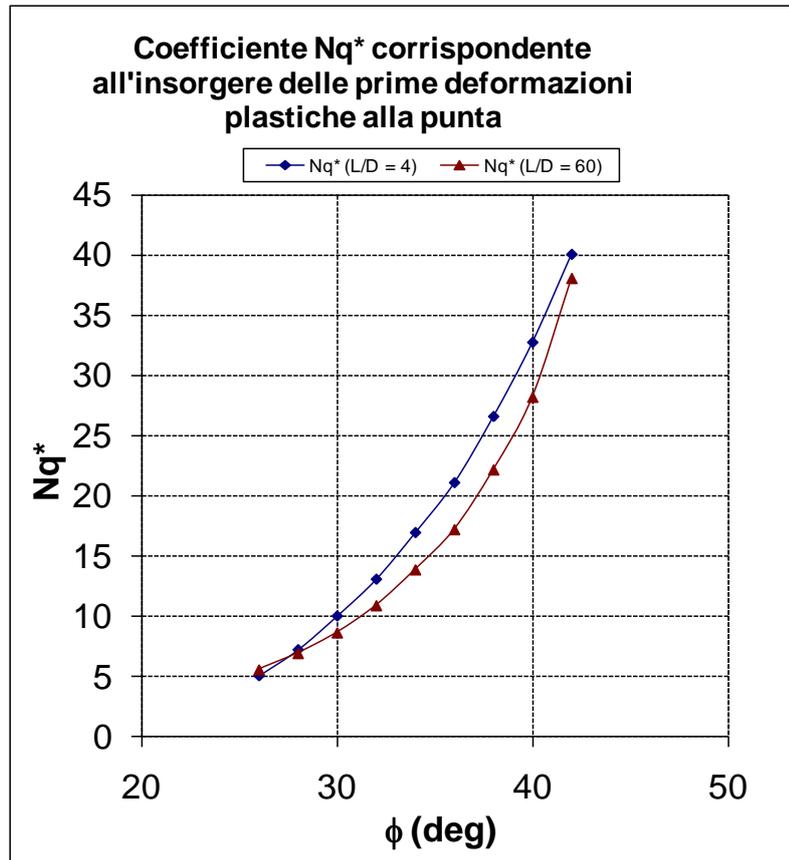
Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00
-------------------------------	---	-------

**SOVRACCARICO A Q.T.P.**

Tensione totale in testa palo	kN/m <sup>2</sup>	15.2
Tensione efficace in testa palo		15.2

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente $\gamma_b$		1.35
coefficiente $\gamma_s$		1.15
coefficiente $\gamma_{st}$		1.25
coefficiente $\zeta$		1.65





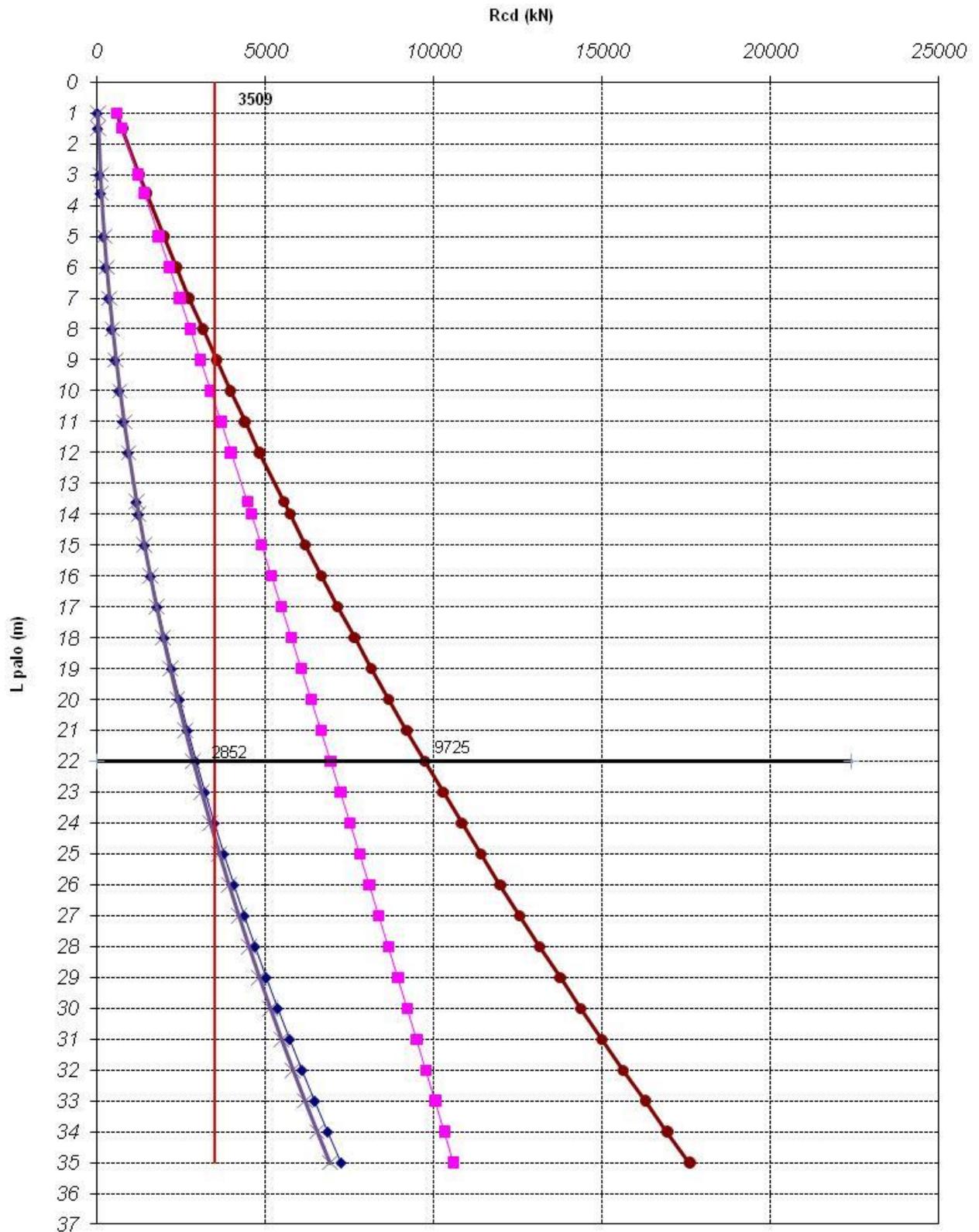
**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**  
**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA**  
**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
**IN10 10 D26CL IV0105001 A 78 di 82**

Unità	z m	cu kPa	ψ deg	γ kN/m <sup>3</sup>	γ' kN/m <sup>3</sup>	qa kPa	K	σv kPa	σv' kPa	tanδ	qs,lim kPa	qs kPa	Gs kN	Nq <sup>r</sup>	9 <sup>o</sup> cu kPa	qb,lim kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rsd.1 kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rcd.1 kN
0	0	0	0	19	19.0			15.2	15.2		0				0									
1	1	0	40	19	19.0	0.0	0.357	34.2	34.2	0.839	0	7.4	28	33.0		0	1127.1	1275	15	14	572	7	580	20
1	2	0	40	19	19.0	0.0	0.357	43.7	43.7	0.839	0	11.7	50	32.9		0	1438.7	1627	26	24	730	10	747	34
1	3	0	40	19	19.0	0.0	0.357	72.2	72.2	0.839	0	17.4	148	32.8		0	2369.7	2680	78	72	1203	20	1261	92
1	4	0	40	19	19.0	0.0	0.357	83.6	83.6	0.839	0	23.3	201	32.8		0	2740.5	3099	106	97	1391	24	1473	122
1	5	0	40	19	19.0	0.0	0.357	110.2	110.2	0.839	0	29.0	354	32.7		0	3602.1	4074	187	172	1829	34	1982	206
1	6	0	40	19	19.0	0.0	0.357	129.2	129.2	0.839	0	35.9	490	32.6		0	4214.4	4766	258	237	2140	41	2357	278
1	7	0	40	19	19.0	0.0	0.357	148.2	148.2	0.839	0	41.6	646	32.6		0	4824.1	5456	341	313	2449	48	2742	361
1	8	0	40	19	19.0	0.0	0.357	167.2	167.2	0.839	0	47.3	824	32.5		0	5431.3	6143	434	400	2758	54	3138	454
1	9	0	40	19	19.0	0.0	0.357	186.2	186.2	0.839	0	53.0	1024	32.4		0	6035.9	6826	540	497	3065	61	3543	558
2	10	0	40	19	19.0	0.0	0.357	205.2	205.2	0.839	0	58.7	1245	32.3		0	6638.0	7507	656	604	3370	68	3959	672
2	11	0	40	19	19.0	0.0	0.357	224.2	224.2	0.839	0	64.4	1488	32.3		0	7237.4	8185	784	721	3675	75	4384	796
2	12	0	40	19	19.0	0.0	0.357	243.2	243.2	0.839	0	70.0	1752	32.2		0	7834.3	8860	923	849	3978	81	4820	931
2	14	0	40	19	19.0	0.0	0.357	273.6	273.6	0.839	0	77.5	2219	32.1		0	8784.1	9935	1169	1076	4460	92	5537	1168
2	14	0	40	19	19.0	0.0	0.357	281.2	281.2	0.839	0	83.1	2344	32.1		0	9020.5	10202	1236	1137	4580	95	5721	1232
2	15	0	40	19	19.0	0.0	0.357	300.2	300.2	0.839	0	87.1	2673	32.0		0	9609.7	10868	1409	1296	4879	102	6186	1398
2	16	0	40	19	19.0	0.0	0.357	319.2	319.2	0.839	0	92.8	3023	31.9		0	10196.3	11532	1593	1466	5177	109	6662	1574
2	17	0	40	19	19.0	0.0	0.357	338.2	338.2	0.839	0	98.5	3394	31.9		0	10780.4	12192	1789	1646	5474	115	7147	1761
2	18	0	40	19	19.0	0.0	0.357	357.2	357.2	0.839	0	104.2	3787	31.8		0	11361.9	12850	1996	1836	5769	122	7643	1958
2	19	0	40	19	19.0	0.0	0.357	376.2	376.2	0.839	0	109.9	4202	31.7		0	11940.8	13505	2214	2037	6063	129	8148	2166
2	20	0	40	19	19.0	0.0	0.357	395.2	395.2	0.839	0	115.6	4637	31.7		0	12517.2	14157	2444	2248	6355	136	8664	2384
2	21	0	40	19	19.0	0.0	0.357	414.2	414.2	0.839	0	121.3	5095	31.6		0	13091.0	14806	2685	2470	6647	143	9189	2613
2	22	0	40	19	19.0	0.0	0.357	433.2	433.2	0.839	0	127.0	5574	31.5		0	13662.3	15452	2937	2702	6937	149	9725	2852
2	23	0	40	19	19.0	0.0	0.357	452.2	452.2	0.839	0	132.7	6074	31.5		0	14230.9	16095	3201	2945	7225	156	10270	3101
2	24	0	40	19	19.0	0.0	0.357	471.2	471.2	0.839	0	138.4	6595	31.4		0	14797.0	16735	3476	3198	7513	163	10826	3361
2	25	0	40	19	19.0	0.0	0.357	490.2	490.2	0.839	0	144.1	7139	31.3		0	15360.6	17372	3762	3461	7799	170	11392	3631
2	26	0	40	19	19.0	0.0	0.357	509.2	509.2	0.839	0	149.8	7703	31.3		0	15921.5	18007	4060	3735	8084	176	11967	3911
2	27	0	40	19	19.0	0.0	0.357	528.2	528.2	0.839	0	155.5	8289	31.2		0	16479.9	18638	4369	4019	8367	183	12553	4202
2	28	0	40	19	19.0	0.0	0.357	547.2	547.2	0.839	0	161.2	8897	31.1		0	17035.8	19267	4689	4314	8650	190	13148	4504
2	29	0	40	19	19.0	0.0	0.357	566.2	566.2	0.839	0	166.9	9526	31.1		0	17589.0	19893	5020	4619	8931	197	13754	4815
2	30	0	40	19	19.0	0.0	0.357	585.2	585.2	0.839	0	172.6	10177	31.0		0	18139.3	20516	5363	4934	9210	204	14370	5138
2	31	0	40	19	19.0	0.0	0.357	604.2	604.2	0.839	0	178.3	10849	30.9		0	18687.9	21135	5717	5260	9488	210	14995	5470
2	32	0	40	19	19.0	0.0	0.357	623.2	623.2	0.839	0	183.9	11542	30.9		0	19233.4	21753	6083	5596	9765	217	15631	5813
2	33	0	40	19	19.0	0.0	0.357	642.2	642.2	0.839	0	189.6	12257	30.8		0	19776.4	22367	6460	5943	10041	224	16277	6167
2	34	0	40	19	19.0	0.0	0.357	661.2	661.2	0.839	0	195.3	12993	30.7		0	20316.9	22978	6848	6300	10316	231	16932	6531
2	35	0	40	19	19.0	0.0	0.357	680.2	680.2	0.839	0	201.0	13751	30.7		0	20854.7	23586	7247	6667	10589	238	17598	6905

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza  
APP.1 COMB.2 - SIS (A2-M1-R3)**



## VERIFICA CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

Dalla caratterizzazione del suolo risulta che lo strato prevalente risulterebbe del tipo 3 o 4: a favore di sicurezza si assumono i parametri dello strato 2.

### STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	$\phi'$	$\gamma$
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

La verifica del carico limite laterale dei pali viene svolta con il metodo di Broms con le ipotesi di palo flessibile incastrato in sommità e terreno incoerente.

Nel caso di palo flessibile il carico ultimo si ottiene per la formazione di cerniere plastiche nel palo. La formula di equilibrio delle azioni da cui ricavare il carico ultimo orizzontale per pali incastrati in sommità è la seguente:

$$H_{ult} \left( h + \sqrt{\frac{2H_{ult}}{\gamma DK_{p\delta}}} \right) - \frac{1}{3} H_{ult} \sqrt{\frac{2H_{ult}}{\gamma DK_{p\delta}}} = 2M_{ult}$$

In cui:

$H_{ult}$  = carico ultimo orizzontale;

$M_{ult}$  = Momento ultimo palo o momento plastico;

gli altri parametri sono descritti nella tabella riassuntivo di verifica

Per il calcolo della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali si considera il coefficiente parziale  $R_2=1.6$  come indicato nel par. 6.4.3.1.2 del D.M. 14 Gennaio 2008.

Il taglio massimo in sommità dei pali è dovuto all'azione sismica ed è pari a:

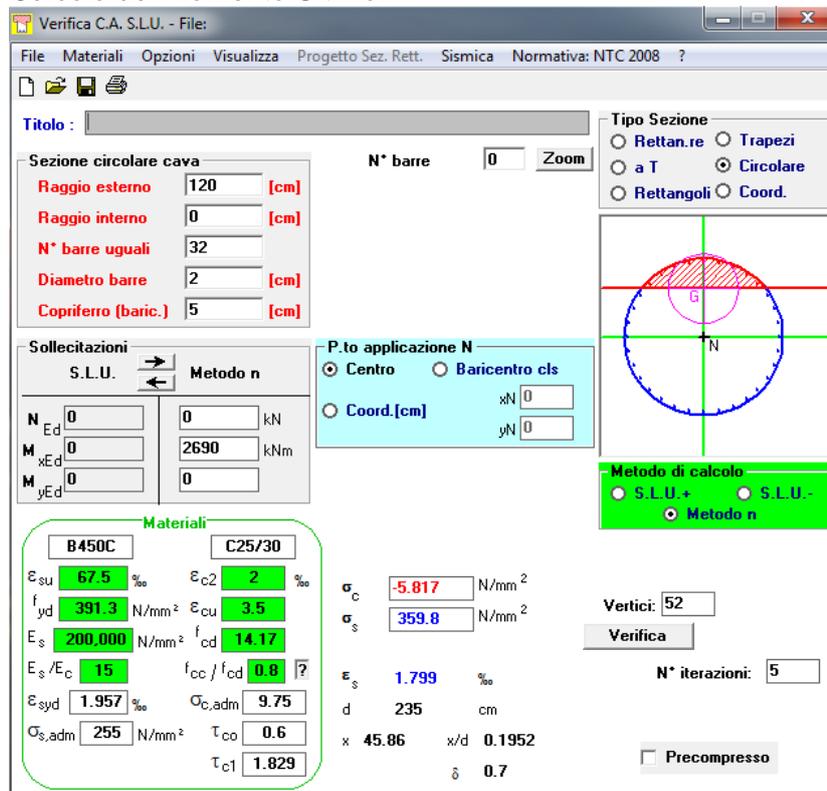
	<i>corrisp.V3 quadrat.</i>			<i>elem. comb.</i>		
<b>V2 max</b>	362.272	99.825	376	kN	354	1.1-5A) c.1 M1+T+R X+++
<b>min</b>	-399.299	99.825	412	kN	354	1.1-5A) c.1 M1+T+R X+++
	<i>corrisp.V2 quadrat.</i>			<i>elem. comb.</i>		
<b>V3 max</b>	457.784	-165.607	487	kN	354	1.1-5A) c.1 M1+T+R X+++
<b>min</b>	-432.026	-315.631	535	kN	354	2.1-5A) c.1 M1+T+R X++-
			<b>535</b>	<b>kN</b>		

Siccome le fondazioni in condizioni sismiche devono rimanere in campo elastico, si è scelto di mantenere tali anche i pali.

(\*) Il momento ultimo considerato nell'equazione di equilibrio è il momento ultimo elastico del palo, cioè quello che determina nei materiali le tensioni della condizione di carico rara pari a:

Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm <sup>2</sup> )	Sigma Amm. Compressione (N/mm <sup>2</sup> )
B450C	360	-
C25/30	0	15

### Calcolo del Momento Ultimo:



### Verifica Pali:

Terreno Incoerente e palo flessibile		
Angolo di attrito terreno	$\phi =$	40 °
Coefficiente GEO	$\gamma_{M2} =$	1
Angolo di attrito fattorizzato	$\phi' =$	40.00
Coefficiente di spinta passiva	$k_p =$	4.60
Coefficiente di spinta passiva fattorizzata	$k_{p\delta} =$	13.80
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	20.00 kN/mc
Diametro del palo	$D =$	1.20 m
Lunghezza del palo	$L =$	20.00 m
Altezza fuori terra	$h =$	0.00 m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R2 (\gamma_T) =$	1.6

Momento ultimo sezione palo (\*)

$$M_{ult} = 2690 \text{ kNm}$$

Sezione incastrata in sommità

Momento ultimo teoria di Broms

$$M_{ult} = 5380.00 \text{ kNm}$$

Taglio ultimo

$$H_{ult} = 2209.20 \text{ kN}$$

Taglio ultimo fattorizzato

$$H_{ult,d} = 1380.75 \text{ kN}$$

Taglio di calcolo in testa al palo

$$V_{Ed} = 535.00 \text{ kN}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**