

0	Ott. 2023	Prima emissione	Ballerini			
Revisione	Data	Oggetto Revisione	Redatto	Controllato	Verificato	Approvato

# BAGNI CASTELLUCCIO S.p.A.

Sede Legale: Via Fieschi, 3/17 – 16121 Genova  
 Tel.+390106121111 - E-mail: [castelluccio@fastwebnet.it](mailto:castelluccio@fastwebnet.it)  
 Part.I.V.A.: 02218930101



## COORDINAMENTO PROGETTAZIONE

<b>Progetto Architettonico</b> Dott.Arch.Marco Roggeri – mag.MA architetture Via Cardinal Meglia, 28 – 18010 – Santo Stefano al Mare - IM Tel.+393476185301 – E-mail: <a href="mailto:info@mag-ma.it">info@mag-ma.it</a> Part.I.V.A.: 01211220080	<b>Progettazione Opere Marittime</b> Studio Ballerini Ingegneri Associati Via Caffaro, 27/10 – 16124 – GE Tel.+390102091295 – E-mail: <a href="mailto:studioballerini@gmail.com">studioballerini@gmail.com</a> Part.I.V.A.: 02555620992
<b>Progetto Strutturale</b> Dott.Ing.Davide Barilli - BD INGEGNERIA STP S.r.l. Piazza R.Baldini, 4/28 – 16149 – GE Tel.+39010532074 – E-mail: <a href="mailto:studio@bdingegneria.com">studio@bdingegneria.com</a> Part.I.V.A.: 02533670994	<b>Progettazione Opere Fluviali</b> Dott.Ing.Giampiero Nobile – OAC INNOVATION S.r.l. Via di Sottoripa, 1A/81 – 16124 – GE Tel.+390108698603 – E-mail: <a href="mailto:gmobile@oacingegneria.com">gmobile@oacingegneria.com</a> Part.I.V.A.: 02790430991
<b>Progetto Impianti</b> Dott.Ing.Maurizio Cambiaso – CAMBIASO INGEGNERIA S.r.l. Piazza della Vittoria, 15/23 – 16121 – GE Tel.+390108690286 – E-mail: <a href="mailto:cambiaso.maurizio@gmail.com">cambiaso.maurizio@gmail.com</a> Part.I.V.A.: 02360420992	<b>Progettazione Geologica</b> Dott.Geol.Andrea Guardiani Piazza S.Benedetto, 8 - 18018 – Taggia – IM Tel.+390184475874 – E-mail: <a href="mailto:aguardiani.ag@gmail.com">aguardiani.ag@gmail.com</a> Part.I.V.A.: 01277730089
<b>Progettazione Acustica</b> Dott.Ing.Gianluca Agliata Via Montelungo, 80/2 – 16133 – GE Tel.+393356116854 – E-mail: <a href="mailto:gianluca.agliata@gmail.com">gianluca.agliata@gmail.com</a> Part.I.V.A.: 01438460998	<b>Progettazione Geologica</b> Dott.Geol.Paolo Anfossi Via Lungo Argentina, 19 - 18018 – Taggia – IM Tel.+393937684781 – E-mail: <a href="mailto:anfossipaolo@libero.it">anfossipaolo@libero.it</a> Part.I.V.A.: 01532840087
<b>Progettazione Geologica</b> Dott.Geol.Stefano Romanelli Piazza S.Giovanni, 9/3 – 16043 – Chiavari – GE Tel.+390185312417 – E-mail: <a href="mailto:romanelli.stefano@libero.it">romanelli.stefano@libero.it</a> Part.I.V.A.: 02318810302	<b>Rilievi</b> Geom.Alberto Centenari – 4geo Via Colombo, 13 – 16121 – GE Tel.+390105957355 – E-mail: <a href="mailto:centenari@4geo.it">centenari@4geo.it</a> Part.I.V.A.: 03787920101

Intervento/Opera	Scala	Data
Realizzazione di una struttura dedicata alla nautica da diporto a Genova Pegli – Procedimento previsto dal D.P.R.2/12/1997 n.509 <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	-	03 Ottobre 2023
Oggetto dell'elaborato	Elaborato n°	
<b>RELAZIONE DI CALCOLO OPERE MARITTIME</b>	<b>D-OM-PR-D03-0</b>	
Livello di Progettazione	DEFINITIVO	

**INDICE**

01.	Introduzione .....	5
01.1	Generalità .....	5
01.2	Normativa di riferimento .....	5
01.3	Modelli adottati e criteri generali di analisi e verifica .....	5
01.3.1	Sicurezza e prestazioni attese .....	5
01.3.1.1	Verifiche di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) .....	6
01.3.1.2	Verifiche di deformazione nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) .....	6
01.3.1.3	Combinazioni delle azioni per lo Stato Limite Ultimo .....	6
02.	Materiali impiegati .....	7
03.	Definizione delle azioni .....	8
03.1	Azioni permanenti strutturali ( $G_1$ ) .....	8
03.2	Azioni permanenti non strutturali ( $G_2$ ) .....	8
03.3	Azioni variabili ( $Q_i$ ) .....	8
03.3.1	Sovraccarico sul terrapieno .....	8
03.4	Azioni sismiche .....	8
03.5	Combinazioni delle azioni .....	9
04.	Banchina interna a giorno .....	11
04.1	Impalcato .....	11
04.1.1	Carichi agenti .....	11
04.1.2	Sollecitazioni SLE .....	12
04.1.2.1	Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. complessivo 25 cm) .....	12
04.1.2.2	Fase 2 – Completamento del getto (15 cm) .....	12
04.1.2.3	Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio .....	12
04.1.3	Verifiche SLE .....	13
04.1.3.1	Verifiche del traliccio .....	13
04.1.3.2	Verifiche dell'armatura tesa .....	14
04.1.4	Sollecitazioni SLU .....	16
04.1.4.1	Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. complessivo 25 cm) .....	17
04.1.4.2	Fase 2 – Completamento del getto (15 cm) .....	17
04.1.4.3	Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio .....	17
04.1.5	Verifiche SLU .....	18
04.1.5.1	Verifiche dell'armatura tesa .....	18
04.2	Piloni .....	19
04.2.1	Carichi agenti .....	19
04.2.1.1	Carichi verticali .....	19
04.2.1.2	Carichi orizzontali .....	19
04.2.2	Sollecitazioni alla base del pilone (SLU – STRU) .....	20
04.2.3	Sollecitazioni in fondazione del pilone (SLU) .....	20
04.2.4	Verifiche di stabilità del corpo rigido .....	21
04.2.4.1	Stabilità a scorrimento .....	21
04.2.4.2	Stabilità a ribaltamento .....	21

04.2.5	Sollecitazioni in fondazione del pilone e pressione sul terreno (SLU-STRU)	21
04.2.6	Sollecitazioni nella fondazione e verifica di resistenza della sezione in c.a. (SLU – STRU)	21
05.	Banchinamento a giorno lato interno molo di levante	23
05.1	Impalcato	24
05.1.1	Carichi agenti	24
05.1.2	Sollecitazioni SLE	24
05.1.2.1	Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. 26 cm)	24
05.1.2.2	Fase 2 – Completamento del getto (10 + 16 cm)	24
05.1.2.3	Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio	25
05.1.3	Verifiche SLE	25
05.1.3.1	Verifiche del traliccio	25
05.1.3.2	Verifiche dell’armatura tesa	26
05.1.4	Sollecitazioni SLU	28
05.1.4.1	Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. 26 cm)	29
05.1.4.2	Fase 2 – Completamento del getto (10 + 16 cm)	29
05.1.4.3	Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio	29
05.1.5	Verifiche SLU	30
05.1.5.1	Verifiche dell’armatura tesa	30
05.2	Piloni	32
05.2.1	Carichi agenti	32
05.2.1.1	Carichi verticali	32
05.2.1.2	Carichi orizzontali	32
05.2.2	Sollecitazioni alla base del pilone (SLU – STRU)	33
05.2.3	Sollecitazioni in fondazione del pilone (SLU)	33
05.2.4	Verifiche di stabilità del corpo rigido	33
05.2.4.1	Stabilità a scorrimento	33
05.2.4.2	Stabilità a ribaltamento	33
05.2.5	Sollecitazioni in fondazione del pilone e pressione sul terreno (SLU-STRU)	33
05.2.6	Sollecitazioni nella fondazione e verifica di resistenza della sezione in c.a. (SLU – STRU)	34
02.	Muro a gravità imbasato a quota -4,50 m s.l.m.m.	36
05.3	Carichi agenti	36
05.3.1	Peso proprio massi	36
05.3.2	Peso proprio sovrastruttura	36
05.3.3	Peso terreno sulle mensole lato interno	36
05.3.4	Spinta del terreno a tergo	36
05.3.5	Incremento di spinta per sovraccarico sul terrapieno	37
05.4	Sollecitazioni in fondazione	37
05.4.1	Peso muro	37
05.4.2	Peso terreno lato interno	38
05.4.1	Spinte del terreno	38
05.4.2	Sollecitazioni risultanti complessive alla base della fondazione (SLU - EQU)	38
05.4.3	Sollecitazioni risultanti complessive alla base della fondazione (SLU - GEO)	38
05.5	Verifiche di stabilità del corpo rigido (SLU – EQU)	38
05.5.1	Stabilità a scorrimento	38

05.5.2	Stabilità a ribaltamento .....	38
05.6	Verifiche di stabilità globale .....	39
05.6.1	Condizioni di normale esercizio (SLU - GEO) .....	39
05.6.2	Condizioni sismiche (SLV - GEO) .....	40
03.	Muro a gravità imbasato a quota -3,60 m s.l.m.m. ....	41
05.7	Verifiche di stabilità globale .....	41
05.7.1	Condizioni di normale esercizio (SLU).....	41
05.7.2	Condizioni sismiche (SLV) .....	42

## 01. INTRODUZIONE

### 01.1 Generalità

Nella presente relazione sono descritte le nuove opere marittime la cui realizzazione rientra nell'ambito dell'intervento di riqualificazione dell'arenile di Pegli.

La presente relazione riguarda il progetto delle opere marittime che consistono in:

- un nuovo banchinamento lungo il fronte a mare e realizzazione di una colmata a tergo dello stesso;
- un molo di protezione dello specchio acqueo interessato dal nuovo porticciolo posto a levante;
- uno scivolo di alaggio in corrispondenza della testata del molo di levante.

### 01.2 Normativa di riferimento

<b>Legge n. 1086 del 5/11/74:</b>	“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”
<b>D.M. n. 8 del 17/01/2018:</b>	Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
<b>Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21/01/2019:</b>	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

### 01.3 Modelli adottati e criteri generali di analisi e verifica

I calcoli sono stati eseguiti a seguito di indagini esperite in sito secondo le regole della Scienza delle Costruzioni nel rispetto delle norme vigenti in materia.

Le verifiche degli elementi strutturali sono condotte con il metodo agli “Stati Limite”. Il sistema di misura usato nei calcoli è il Sistema Internazionale in cui si è ritenuta valida la relazione  $1 \text{ DaN} = 10 \text{ N} = 1 \text{ daN}$ . Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle Norme Tecniche vigenti emanate dal Ministero delle Infrastrutture.

I carichi sono stati calcolati in base a quanto stabilito dalle normative vigenti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologico-geotecnica del sottosuolo e ai calcoli geotecnici relativi alle opere di fondazione si fa riferimento a quanto specificato nella relazione geologica e geotecnica allegate al progetto.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sito e la definizione degli spettri di progetto si fa riferimento a quanto meglio specificato nella relazione sismica allegata al progetto.

#### 01.3.1 Sicurezza e prestazioni attese

## 01.3.1.1 Verifiche di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di resistenza sono eseguite prendendo in considerazione i seguenti casi:

**Condizioni statiche – Stato Limite Ultimo (SLU)**

**Condizioni sismiche: Stato Limite di Vita (SLV)**

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte quando il valore della resistenza di calcolo  $R_d$  supera quello dell'azione di calcolo  $E_d$ :

$$E_d \leq R_d$$

## 01.3.1.2 Verifiche di deformazione nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche di deformazione sono eseguite per lo Stato Limite di esercizio (SLE)

Per gli stati limite di esercizio si esegue il controllo delle deformazioni delle strutture.

## 01.3.1.3 Combinazioni delle azioni per lo Stato Limite Ultimo

Le azioni vengono combinate facendo riferimento alla tabella 6.2.I delle NTC2008 dove per le azioni si sono considerati i seguenti coefficienti:

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nelle quali combinazioni si è indicato con:

$G_1$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;

$G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;

$Q_i$  i valori caratteristici delle azioni  $Q_i$  variabili tra loro indipendenti

**02. MATERIALI IMPIEGATI**

I materiali previsti a progetto sono i seguenti:

**Opere in calcestruzzo semplice ed armato**

- Calcestruzzo per c.a.

**Classe 35/45**

Le resistenze caratteristiche sono:

$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
45	37,5

- Acciaio per c.a.

**B450 C**

Le resistenze caratteristiche sono:

$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
≥450	≥540

### 03. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

#### 03.1 Azioni permanenti strutturali ( $G_1$ )

Le azioni permanenti strutturali consistono nel peso proprio delle strutture, assumendo i seguenti pesi specifici:

- per il calcestruzzo armato 25 kN/m<sup>3</sup>
- per il calcestruzzo semplice 24 kN/m<sup>3</sup>

#### 03.2 Azioni permanenti non strutturali ( $G_2$ )

Le azioni permanenti non strutturali sono il peso proprio delle pavimentazioni e il peso e la spinta del terreno sulle opere di contenimento dei riempimenti. Si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico delle pavimentazioni 20 kN/m<sup>3</sup>
- caratteristiche del terreno di riempimento 
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi = 34^\circ$

#### 03.3 Azioni variabili ( $Q_i$ )

##### 03.3.1 Sovraccarico sul terrapieno

In corrispondenza delle aree pedonali si assume il sovraccarico uniforme di 5 kN/m<sup>2</sup>.

Nelle aree carrabili si assume il sovraccarico uniforme di 20 kN/m<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda le spinte sui muri di banchina si tiene conto dell'incremento di spinta dovuto al sovraccarico uniforme sul terrapieno.

#### 03.4 Azioni sismiche

##### **Impalcati a giorno**

Ai fini progettuali l'azione sismica viene assunta come forza pseudo-statica secondo quanto prescritto dal D.M. n.8 del 17/01/2018 per le paratie. Le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione equivalente sono determinate sulla base degli spettri di risposta di progetto per i quali si rimanda alla relazione sismica.

##### **Banchine ad impilate di massi ciclopici**

L'azione sismica viene determinata sulla base del coefficiente di spinta sismica secondo quanto prescritto dal D.M. n.8 del 17/01/2018 per le opere di sostegno, che risulta pari a

$$k_h = \beta_m a_{\max} / g$$

$$k_v = 0,5 k_h$$

con

$$\beta_m = 0,38 \quad \text{per lo Stato Limite di Vita}$$

$$\beta_m = 0,47 \quad \text{per lo Stato Limite di Danno}$$

Pertanto

per lo **Stato Limite di Danno**

$$k_h = 0,016$$

$$k_v = 0,008$$

essendo  $a_{max} = 0,0336 g$

per lo **Stato Limite di Vita**

$$k_h = 0,03$$

$$k_v = 0,015$$

essendo  $a_{max} = 0,0765 g$

### 03.5 Combinazioni delle azioni

Le singole azioni sono state combinate come prevede il D.M. 17/01/18 § 2.5

Stato Limite Ultimo

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

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

– **Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:**  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

Le azioni vengono combinate facendo riferimento alla tabella 2.6.I delle NTC2018 dove per le azioni si sono considerati i seguenti coefficienti:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nelle quali combinazioni si è indicato con:

$G_1$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;

$G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;

$Q_i$  i valori caratteristici delle azioni  $Q_i$  variabili tra loro indipendenti;

Stato Limite di Esercizio/Danno

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

## 04. BANCHINA INTERNA A GIORNO

La banchina a giorno è prevista costituita da un impalcato in c.a. sorretto da piloni in c.a. appoggiati su uno scanno di imbasamento in pietrame.

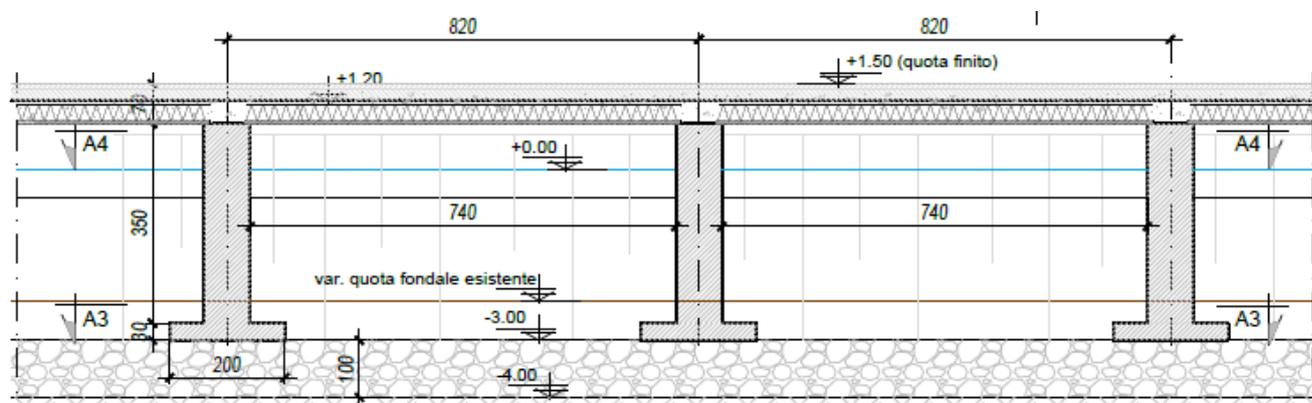


Figura 1 Stralcio sezione longitudinale

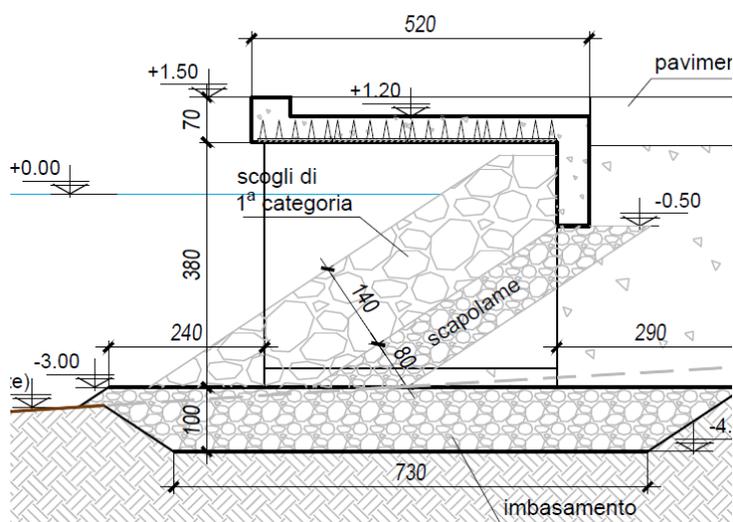


Figura 2 Sezione trasversale tipica

Per la costruzione della soletta di impalcato è previsto l'utilizzo di lastre tralicciate autoportanti, tipo BAUSTRADA, sulle quali verrà eseguito il getto in opera di calcestruzzo, previa la posa in opera del ferro di armatura di completamento. La struttura avrà spessore complessivo pari a 40 cm.

Il getto del calcestruzzo sarà eseguito in due fasi, al fine di evitare l'instabilizzazione dei correnti superiori dei tralicci per effetto della compressione.

### 04.1 Impalcato

#### 04.1.1 Carichi agenti

Peso proprio soletta

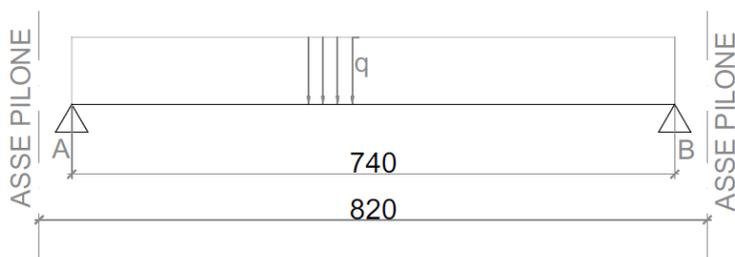
25 x 0,40	10,0 kN/m <sup>2</sup>
Peso proprio pavimentazione	
20 x 0,30	6,0 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico pedonale	5,0 kN/m <sup>2</sup>

#### 04.1.2 Sollecitazioni SLE

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato considerando le fasi di costruzione.

##### 04.1.2.1 Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. complessivo 25 cm)

Si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



$$q^I = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$R_A^I = R_B^I = V_{\max}^I = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 6,25 \times 7,40 = 23,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max}^I = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 6,25 \times 7,40^2 = 42,8 \text{ kNm/m}$$

##### 04.1.2.2 Fase 2 – Completamento del getto (15 cm)

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



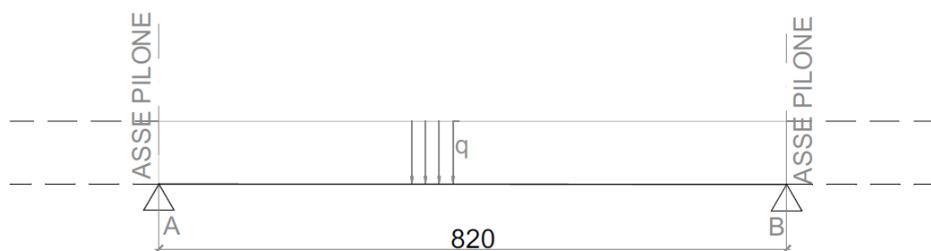
$$q^{II} = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$R_A^{II} = R_B^{II} = V_{\max}^{II} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 3,75 \times 8,20 = 15,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max}^{II} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 3,75 \times 8,20^2 = 31,5 \text{ kNm/m}$$

##### 04.1.2.3 Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



$$q^{III} = 20 \times 0,30 + 5,0 = 11 \text{ kN/m}^2$$

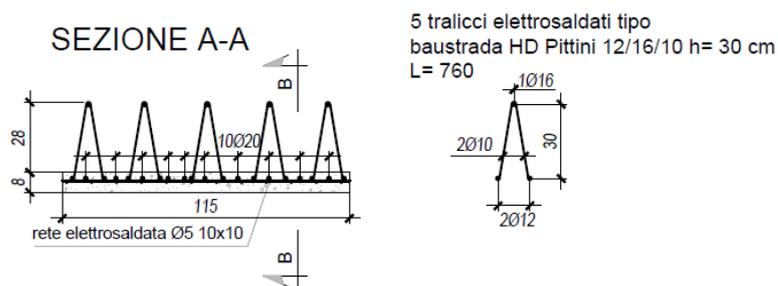
$$R_A^{II} = R_B^{II} = V_{\max}^{II} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 11 \times 8,20 = 45,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max}^{III} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 11 \times 8,20^2 = 92,5 \text{ kNm/m}$$

#### 04.1.3 Verifiche SLE

##### 04.1.3.1 Verifiche del traliccio

Ai fini della verifica si prende in considerazione la singola lastra di larghezza 115 cm. Si prevede un'armatura composta da n. 5 tralacci tipo Baustrada 12/16/10 h = 30 cm.



La massima sollecitazione flettente è

$$M_{\max}^I = 1,15 \times 42,8 = 49,2 \text{ kNm}$$

#### **Stabilità del corrente superiore compresso**

La massima forza di compressione nel singolo corrente superiore è

$$N = 49,2 / (5 \times 0,30) = 32,8 \text{ kN}$$

La snellezza del corrente è

$$\lambda = l_0 / i = 50$$

essendo

$l_0 = 20 \text{ cm}$  la lunghezza di libera inflessione

$$i = \frac{\varnothing}{4} = \frac{16}{4} = 4 \text{ mm}$$

pertanto, il coefficiente di amplificazione del carico normale, ricavato dagli appositi abachi riportati in letteratura tecnica, risulta

$$\omega = 1,28$$

La tensione di compressione risulta quindi

$$\sigma_c = \omega N / A_f = 209 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

pertanto la verifica è soddisfatta.

#### 04.1.3.2 Verifiche dell'armatura tesa

Ai fini della verifica si prende in considerazione la singola lastra di larghezza 115 cm. Ai fini delle verifiche si trascura l'armatura costituita dai correnti inferiori dei tralicci e si prevede un'armatura aggiuntiva costituita da 10Ø20

Le massime sollecitazioni flettenti nelle varie fasi sono

$$M^I_{\max} = 1,15 \times 42,8 = 49,2 \text{ kNm} \quad N = 49,2 / 0,30 = 164 \text{ kN}$$

$$M^{II}_{\max} = 1,15 \times 31,5 = 36,2 \text{ kNm}$$

$$M^{III}_{\max} = 1,15 \times 92,5 = 106,4 \text{ kNm}$$

La tensione di trazione nella prima fase risulta

$$\sigma_t = N / A_f = 164.000 / 3.142 = 52,2 \text{ N/mm}^2$$

Nelle fasi II e III risulta:

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

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

Titolo : FASE II

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	115	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	20

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

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

Materiali  
 B450C C35/45  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  19.83  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

$\sigma_c$  -3.99 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  68.23 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.3412 ‰  
 d 20 cm  
 x 9.345 x/d 0.4673  
 $\delta$  1

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

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

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

Titolo : FASE III

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	115	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	35

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	106.4	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

$\sigma_c$  -4.544 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  110.8 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.5541 ‰  
 d 35 cm  
 x 13.33 x/d 0.3808  
 $\delta$  0.916

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Le tensioni di trazione nel ferro teso risultano

$$\sigma_t^I = 52,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t^{II} = 68,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t^{III} = 110,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,TOT} = 230 \text{ N/mm}^2 < 0,8 F_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo compresso risultano in ciascuna fase

$$\sigma_c^I = 4 \text{ N/mm}^2 < 0,45 F_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c^{II} = 4,5 \text{ N/mm}^2 < 0,45 F_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ N/mm}^2$$

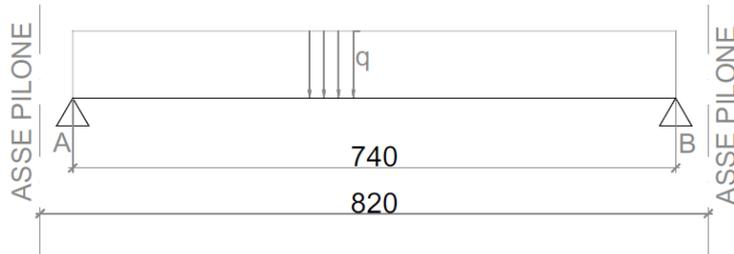
e pertanto le verifiche sono ampiamente soddisfatte

#### 04.1.4 Sollecitazioni SLU

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato considerando le fasi di costruzione.

## 04.1.4.1 Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. complessivo 25 cm)

Si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



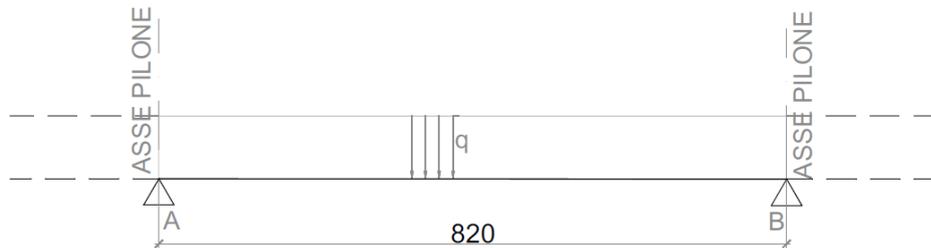
$$q^I = 1,3 \times 25 \times 0,25 = 8,13 \text{ kN/m}^2$$

$$R_A^I = R_B^I = V_{\max}^I = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 8,13 \times 7,40 = 30,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max}^I = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 8,13 \times 7,40^2 = 55,6 \text{ kNm/m}$$

## 04.1.4.2 Fase 2 – Completamento del getto (15 cm)

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



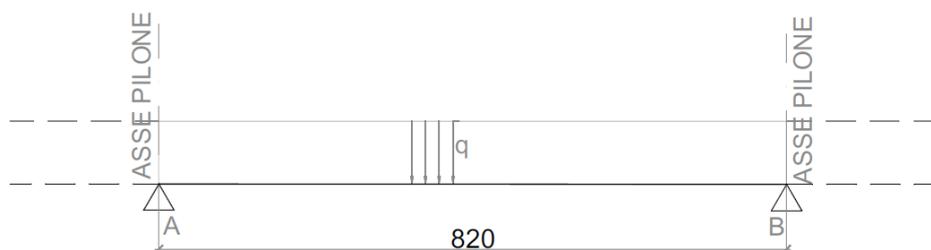
$$q^{II} = 1,3 \times 25 \times 0,15 = 4,88 \text{ kN/m}^2$$

$$R_A^{II} = R_B^{II} = V_{\max}^{II} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 4,88 \times 8,20 = 20 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max}^{II} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 4,88 \times 8,20^2 = 41,0 \text{ kNm/m}$$

## 04.1.4.3 Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



$$q^{III} = 1,3 \times 20 \times 0,30 + 1,5 \times 5,0 = 15,3 \text{ kN/m}^2$$

$$R^I_A = R^I_B = V^I_{\max} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 15,3 \times 8,20 = 62,7 \text{ kN/m}$$

$$M^I_{\max} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 15,3 \times 8,20^2 = 128,6 \text{ kNm/m}$$

#### 04.1.5 Verifiche SLU

##### 04.1.5.1 Verifiche dell'armatura tesa

Ai fini della verifica si prende in considerazione la singola lastra di larghezza 115 cm. Ai fini delle verifiche si trascura l'armatura costituita dai correnti inferiori dei tralicci e si prevede un'armatura aggiuntiva costituita da 10Ø20

Le massime sollecitazioni flettenti nelle varie fasi sono

$$M^I_{\max} = 1,15 \times 55,6 = 63,9 \text{ kNm}$$

$$M^{II}_{\max} = 1,15 \times 41,0 = 47,2 \text{ kNm}$$

$$M^{III}_{\max} = 1,15 \times 128,6 = 147,9 \text{ kNm}$$

La sollecitazione complessiva risulta, pertanto

$$M^I_{\max} = 259 \text{ kNm}$$

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

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

Titolo : VERIFICA SLU

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	115	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	35

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	259	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε <sub>su</sub>	67.5 %	ε <sub>c2</sub>	2 %
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 %
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	19.83
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>	13.5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.8
		τ <sub>c1</sub>	2.257

M<sub>xRd</sub> 396.2 kN m

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²

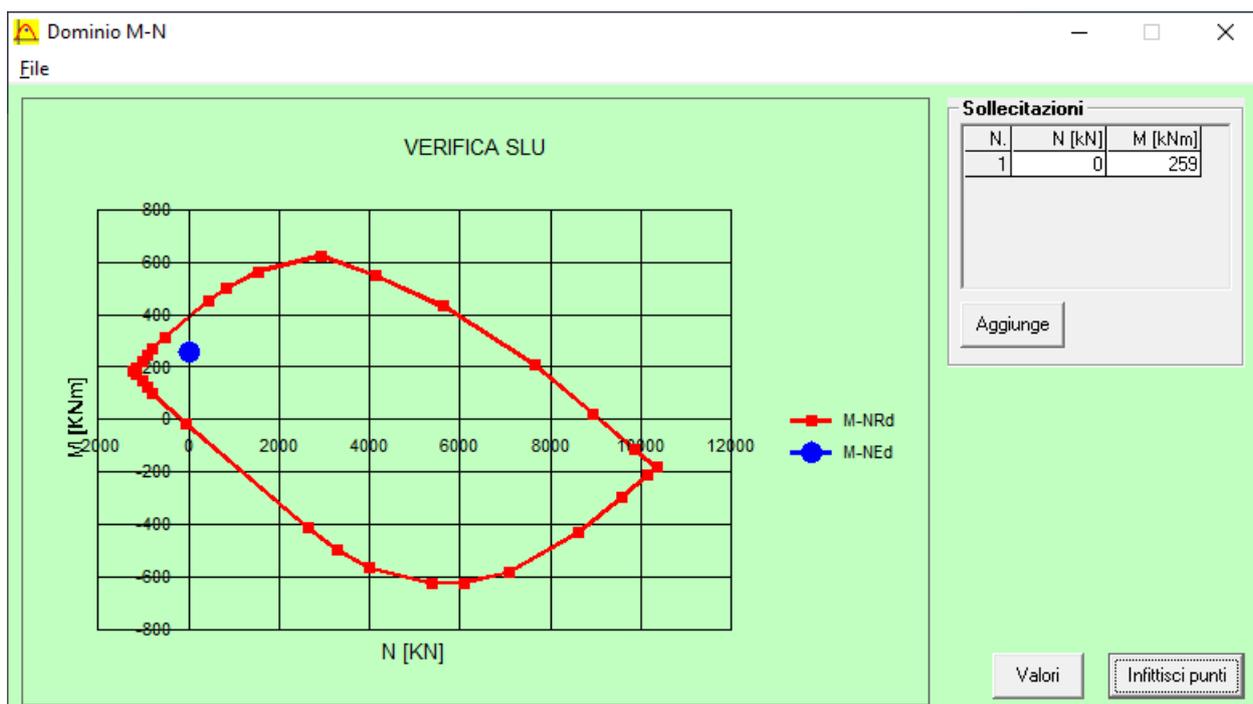
ε<sub>c</sub> 3.5 %

ε<sub>s</sub> 14.91 %

d 35 cm

x 6.656 x/d 0.1902

δ 0.7



## 04.2 Piloni

### 04.2.1 Carichi agenti

#### 04.2.1.1 Carichi verticali

Peso proprio fondazione

25 x 0,30 x 2,00 x 4,50 67,5 kN

Peso proprio pilone

25 x 0,80 x 4,50 x 3,50 315,0 kN

Peso terreno sulla fondazione

$9 \times \frac{1}{2} \times (1,00 + 3,40) \times 4,50 \times 1,20$  107,0 kN

Peso proprio soletta

25 x 0,40 x 8,20 x 5,20 426,4 kN

Peso proprio del cordolo lato terra

25 x 0,50 x 8,20 x 1,30 133,3 kN

Peso proprio pavimentazione

20 x 0,30 x 8,20 x 5,20 255,8 kN

Sovraccarico pedonale

5,0 x 8,20 x 5,20 213,2 kN

#### 04.2.1.2 Carichi orizzontali

Spinta del terreno a tergo

Si considera la pinta del terreno a tergo dell'infrastruttura di banchina trasmessa sul pilone dal cordolo lato terra e sul pilone stesso

Spinta sul cordolo interno

$$0,28 \times 19 \times 1,50^2/2 \times 8,20 = 49 \text{ kN}$$

$$0,28 \times (2 \times 19 \times 1,50 + 9 \times 0,50) \times 0,50/2 \times 8,20 = 35,3 \text{ kN}$$

Spinta sul pilone (alla base)

$$0,28 \times [2 \times (19 \times 1,50 + 9 \times 0,50) + 9 \times 2,20] \times 2,20/2 \times 0,80 = 21,1 \text{ kN}$$

Spinta sul pilone (in fondazione)

$$0,28 \times [2 \times (19 \times 1,50 + 9 \times 0,50) + 9 \times 2,20] \times 2,50/2 \times 0,80 = 24,0 \text{ kN}$$

Incremento di spinta per sovraccarico

sul cordolo interno

$$0,28 \times 5 \times 2,00 \times 8,20 = 23 \text{ kN}$$

sul pilone

$$0,28 \times 5 \times 2,20 \times 0,80 = 2,5 \text{ kN}$$

#### 04.2.2 Sollecitazioni alla base del pilone (SLU – STRU)

Le sollecitazioni risultanti alla base del pilone risultano

$$N = 1,3 \times (315 + 426,4 + 255,8) + 1,5 \times 213,2 = 1.616 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1,3 \times [(426,4 + 255,8) \times 0,15 + 133,3 \times 2,00] + 1,5 \times 213,2 \times 0,15 - 1,3 \times [49 \times (2,70 + 1,50/3) + 35,3 \times (2,20 + 0,50/2) + 21,1 \times 2,20/2] - 1,5 \times [23 \times (2,20 + 2,00/2) + 2,5 \times 2,20/2] = 66,6 \text{ kNm}$$

#### 04.2.3 Sollecitazioni in fondazione del pilone (SLU)

Le sollecitazioni risultanti alla base della fondazione del pilone risultano (per le verifiche di ribaltamento e di scorrimento sul piano di fondazione il pilone viene assimilato, in via cautelativa, ad un opera di sostegno con riferimento alla combinazione EQU per i muri di sostegno)

$$N = 0,9 \times (315 + 426,4 + 255,8 + 67,5 + 107) + 1,5 \times 213,2 = 1.374,3 \text{ kN}$$

$$S = 0,9 \times (21,1 + 24) + 1,5 \times (23 + 2,5) = 78,8 \text{ kN}$$

$$M_{\text{stab.}} = 0,9 \times [315 \times 4,50/2 + (426,4 + 255,8) \times (5,20/2 - 0,20) + 133,3 \times (4,50 + 0,25) + 107 \times 4,50 \times 2/3] + 1,5 \times 213,2 \times (5,20/2 - 0,20) = 3.738 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{rib.}} = 0,9 \times [49 \times (3,00 + 1,50/3) + 35,3 \times (2,50 + 0,50/2) + 24,0 \times 2,50/2] + 1,5 \times [23 \times (2,50 + 2,00/2) + 2,5 \times 2,50/2] = 394,2 \text{ kNm}$$

## 04.2.4 Verifiche di stabilità del corpo rigido

## 04.2.4.1 Stabilità a scorrimento

$$0,6N / S = 0,6 \times 1.374,3 / 78,8 = 10,46 \gg 1,1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

## 04.2.4.2 Stabilità a ribaltamento

$$M_{\text{stab.}} / M_{\text{rib.}} = 3.738 / 394,2 = 9,48 \gg 1,15 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

## 04.2.5 Sollecitazioni in fondazione del pilone e pressione sul terreno (SLU-STRU)

Le sollecitazioni risultanti alla base della fondazione del pilone risultano le seguenti

$$N = 1,3 \times (315 + 426,4 + 255,8 + 67,5 + 107) + 1,5 \times 213,2 = 1.843 \text{ kN}$$

$$M_{\text{stab.}} = 1,3 \times [315 \times 4,50/2 + (426,4 + 255,8) \times (5,20/2 - 0,20) + 133,3 \times (4,50 + 0,25) + 107 \times 4,50 \times 2/3] + 1,5 \times 213,2 \times (5,20/2 - 0,20) = 5.058 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{rib.}} = 1,3 \times [49 \times (3,00 + 1,50/3) + 35,3 \times (2,50 + 0,50/2) + 24,0 \times 2,50/2] + 1,5 \times [23 \times (2,50 + 2,00/2) + 2,5 \times 2,50/2] = 513,6 \text{ kNm}$$

$$M_p = M_{\text{stab.}} - M_{\text{rib.}} = 4.544,2 \text{ kNm}$$

$$u = M_p / N = 2,47 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e_0 = 4,50/2 - u = 0,22 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_0 = e_0 N = 405,5$$

La pressione sul terreno risulta perciò

$$p = N/A \pm M_0/W = 1.843 / (4,50 \times 2,00) \pm 6 \times 405,5 / (4,50^2 \times 2,00) = 204,8 \pm 60,1 = \begin{matrix} \text{max } 264,9 \text{ kN/m}^2 \\ \text{min } 144,7 \text{ kN/m}^2 \end{matrix}$$

## 04.2.6 Sollecitazioni nella fondazione e verifica di resistenza della sezione in c.a. (SLU – STRU)

Si assume lo schema di mensola incastrata nel pilone e caricata con la pressione sul terreno al netto del peso proprio della fondazione stessa e del terreno sovrastante

$$q = 264,9 - 1,3 \times (15 \times 0,30 + 9 \times 1,00) = 247,4 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 0,60 \text{ m} \quad \text{lunghezza della mensola}$$

$$V_{\text{max}} = 247,4 \times 0,60 = 148,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 247,4 \times 0,60^2/2 = 44,5 \text{ kNm/m}$$

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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	25

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C  C35/45

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰

E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰

τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kNm

σ<sub>c</sub>  N/mm²

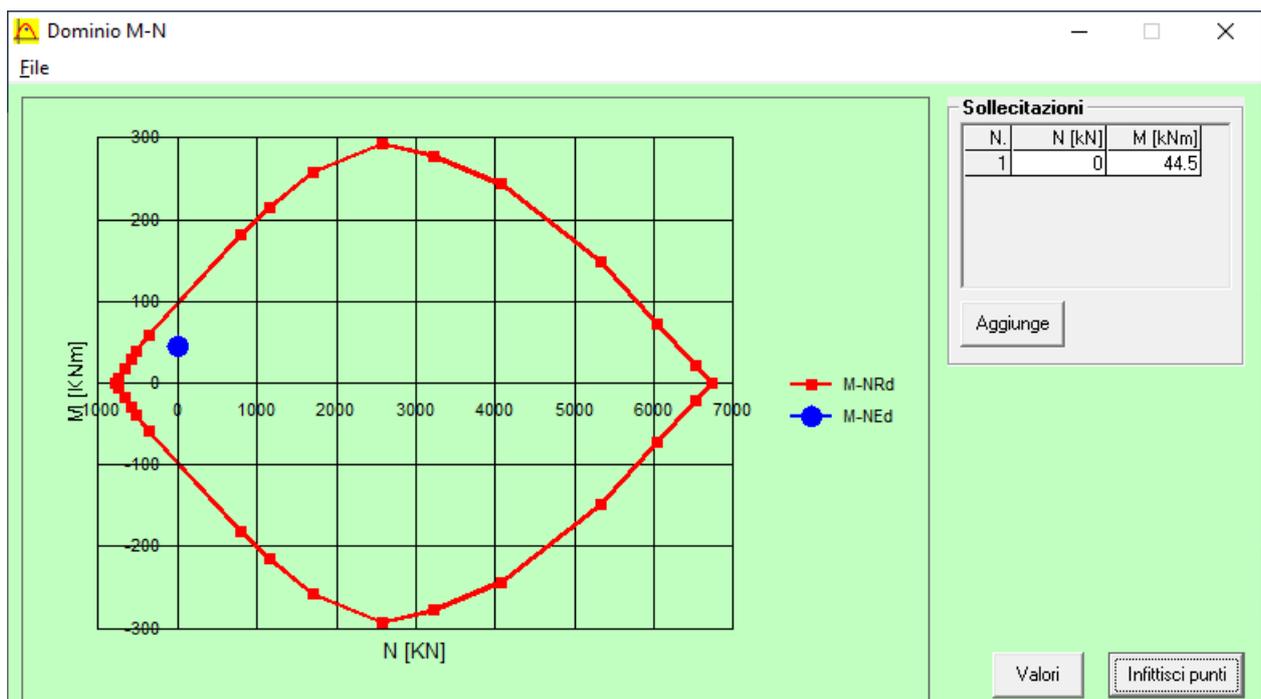
σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ



## 05. BANCHINAMENTO A GIORNO LATO INTERNO MOLO DI LEVANTE

Analogamente alla banchina interna, anche il banchinamento a giorno interno al molo di levante nel tratto di radice è previsto costituito da un impalcato in c.a. sorretto da piloni in c.a. appoggiati su uno scanno di imbasamento in pietrame.

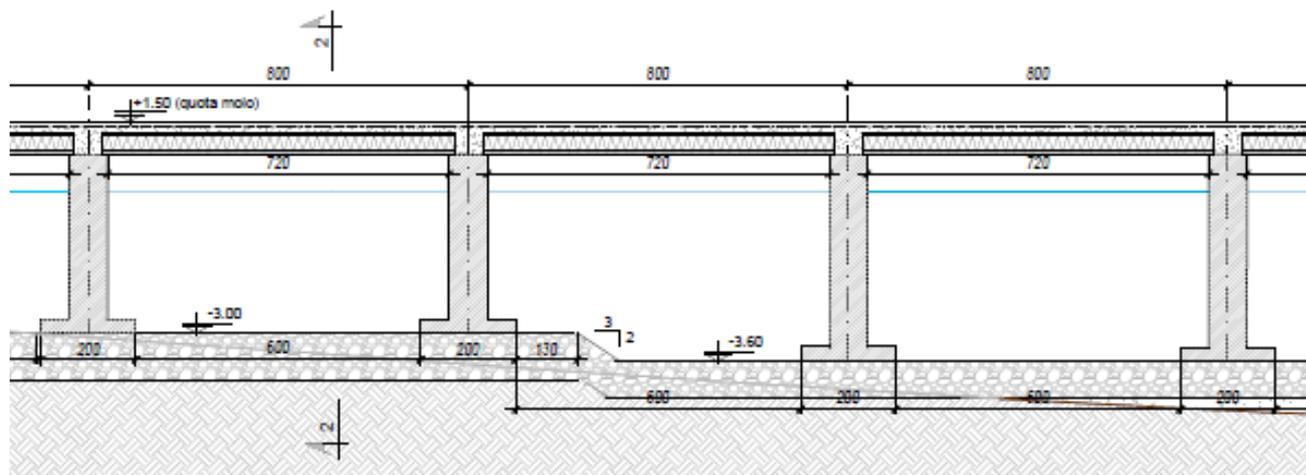


Figura 3 Stralcio sezione longitudinale

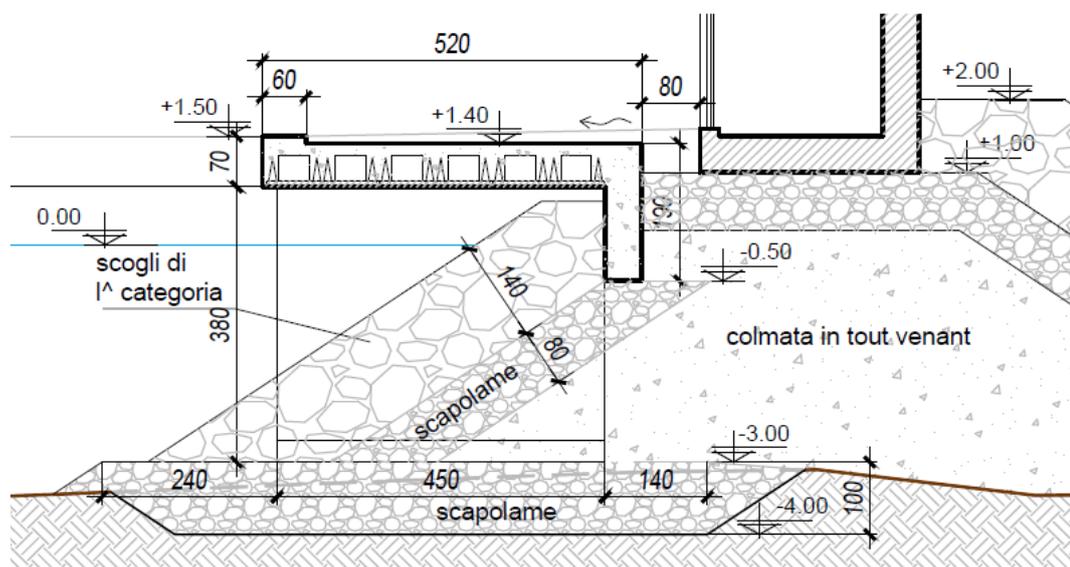


Figura 4 Sezione trasversale tipica

Per la costruzione della soletta di impalcato è previsto l'utilizzo di lastre tralicciate autoportanti, tipo BAUSTRADA, sulle quali verrà eseguito il getto in opera di calcestruzzo, previa la posa in opera del ferro di armatura di completamento. In questo caso la struttura avrà spessore complessivo pari a 60 cm e sarà di tipo alleggerito con pannelli di polistirolo.

Il getto del calcestruzzo sarà eseguito in due fasi, al fine di evitare l'instabilizzazione dei correnti superiori dei tralicci per effetto della compressione.

### 05.1 Impalcato

#### 05.1.1 Carichi agenti

Peso proprio soletta

$$25 \times (1,55 \times 0,60 - 2 \times 0,42 \times 0,36) / 1,55 \quad 10,12 \text{ kN/m}^2$$

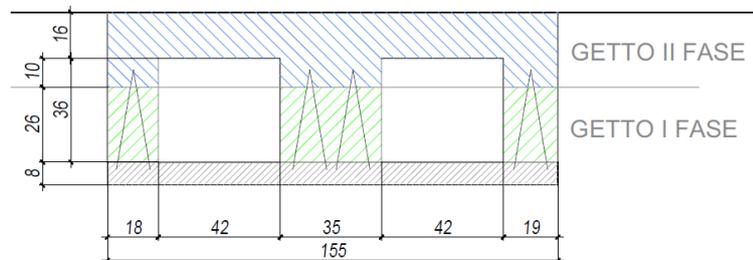
Peso proprio pavimentazione

$$20 \times 0,10 \quad 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sovraccarico stradale equivalente} \quad 20,0 \text{ kN/m}^2$$

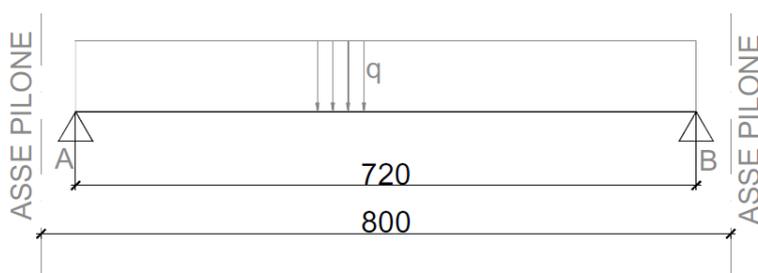
#### 05.1.2 Sollecitazioni SLE

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato considerando le fasi di costruzione.



##### 05.1.2.1 Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. 26 cm)

Si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata (il calcolo viene eseguito su una singola lastra della larghezza di 155 cm)



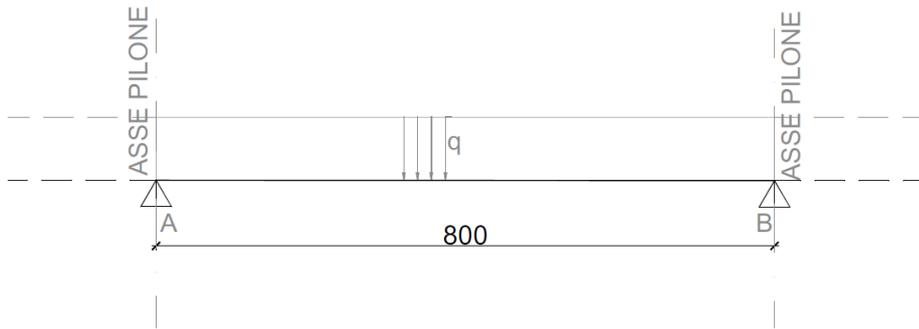
$$q^l = 25 \times (0,08 \times 1,55 + 0,26 \times 0,71) = 7,72 \text{ kN/m}$$

$$R_A^l = R_B^l = V_{\max}^l = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 7,72 \times 7,20 = 27,8 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^l = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 7,72 \times 7,20^2 = 50,0 \text{ kNm}$$

##### 05.1.2.2 Fase 2 – Completamento del getto (10 + 16 cm)

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



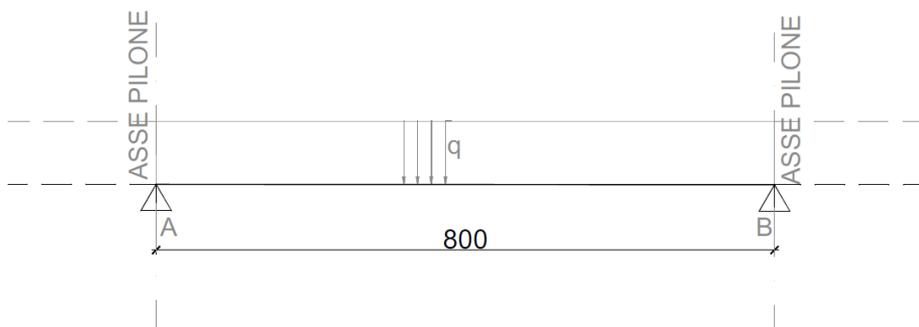
$$q^{\text{II}} = 25 \times (0,10 \times 0,71 + 0,16 \times 1,55) = 8 \text{ kN/m}$$

$$R^{\text{II}}_{\text{A}} = R^{\text{II}}_{\text{B}} = V^{\text{II}}_{\text{max}} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 8 \times 8,00 = 32 \text{ kN}$$

$$M^{\text{II}}_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 8 \times 8,00^2 = 64 \text{ kNm}$$

### 05.1.2.3 Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



$$q^{\text{III}} = (20 \times 0,10 + 20,0) \times 1,55 = 34,1 \text{ kN/m}$$

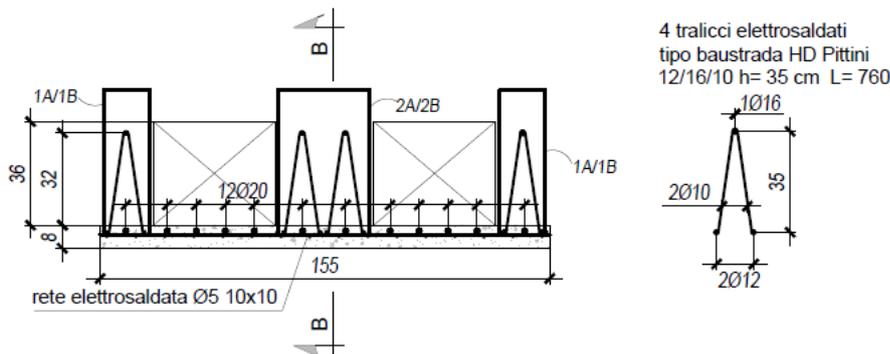
$$R^{\text{III}}_{\text{A}} = R^{\text{III}}_{\text{B}} = V^{\text{III}}_{\text{max}} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 34,1 \times 8,00 = 136,4 \text{ kN}$$

$$M^{\text{III}}_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 34,1 \times 8,00^2 = 272,8 \text{ kNm}$$

### 05.1.3 Verifiche SLE

#### 05.1.3.1 Verifiche del traliccio

Ai fini della verifica si prende in considerazione la singola lastra di larghezza 155 cm. Si prevede un'armatura composta da n. 4 tralicci tipo Baustrada 12/16/10 h = 35 cm.



La massima sollecitazione flettente è

$$M_{\max}^I = 50 \text{ kNm}$$

### **Stabilità del corrente superiore compresso**

La massima forza di compressione nel singolo corrente superiore è

$$N = 50 / (4 \times 0,35) = 35,7 \text{ kN}$$

La snellezza del corrente è

$$\lambda = l_0 / i = 50$$

essendo

$$l_0 = 20 \text{ cm} \quad \text{la lunghezza di libera inflessione}$$

$$i = \varnothing / 4 = 16 / 4 = 4 \text{ mm}$$

pertanto, il coefficiente di amplificazione del carico normale, ricavato dagli appositi abachi riportati in letteratura tecnica, risulta

$$\omega = 1,28$$

La tensione di compressione risulta quindi

$$\sigma_c = \omega N / A_f = 227 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

pertanto la verifica è soddisfatta.

#### 05.1.3.2 Verifiche dell'armatura tesa

Ai fini della verifica si prende in considerazione la singola lastra di larghezza 155 cm. Ai fini delle verifiche si trascura l'armatura costituita dai correnti inferiori dei tralicci e si prevede un'armatura aggiuntiva costituita da 12Ø20

Le massime sollecitazioni flettenti nelle varie fasi sono

$$M_{\max}^I = 50 \text{ kNm}$$

$$N = 50 / 0,35 = 143 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^{II} = 64 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{III} = 272,8 \text{ kNm}$$

La tensione di trazione nella fase I risulta

$$\sigma_c = N/A_r = 143.000 / 3.770 = 38 \text{ N/mm}^2$$

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

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

TITOLO : FASE II

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	71	26
2	155	8

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37.70	29

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN

M<sub>xEd</sub> 0 64 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Materiali

B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰

E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83

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> 13.5

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8

τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>c</sub> -5.019 N/mm²

σ<sub>s</sub> 70.69 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0.3535 ‰

d 29 cm

x 14.96 x/d 0.5157

δ 1

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

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

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

Titolo : FASE III

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37.70	55

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 272.8 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

$\sigma_c$  -4.261 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  146.4 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.732 ‰  
 d 55 cm  
 x 16.71 x/d 0.3039  
 $\delta$  0.8199

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Le tensioni di trazione nel ferro teso risultano

$$\sigma_t^I = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t^{II} = 70,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t^{III} = 146,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,TOT} = 255 \text{ N/mm}^2 < 0,8 F_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo compresso risultano in ciascuna fase

$$\sigma_c^{II} = 5 \text{ N/mm}^2 < 0,45 F_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c^{III} = 4,3 \text{ N/mm}^2 < 0,45 F_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ N/mm}^2$$

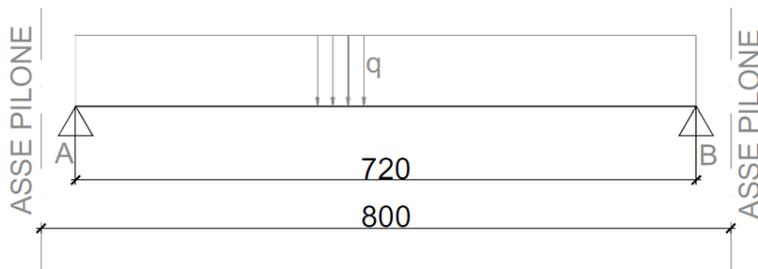
e pertanto le verifiche sono ampiamente soddisfatte

#### 05.1.4 Sollecitazioni SLU

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato considerando le fasi di costruzione.

## 05.1.4.1 Fase 1 – Lastra isolata + getto parziale (sp. 26 cm)

Si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



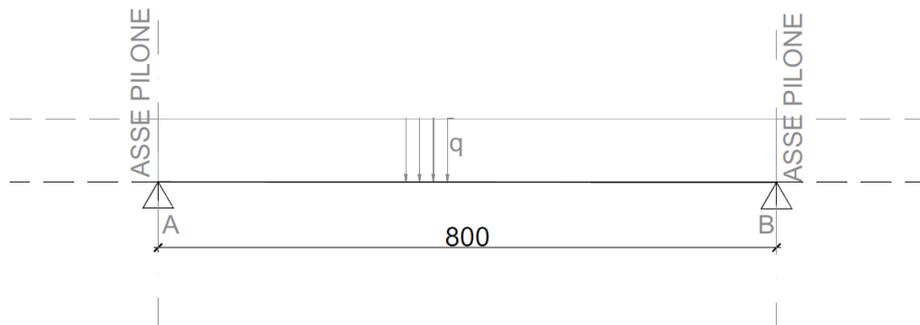
$$q^I = 1,3 \times 25 \times (0,08 \times 1,55 + 0,26 \times 0,71) = 10 \text{ kN/m}$$

$$R_A^I = R_B^I = V_{\max}^I = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 10 \times 7,20 = 36 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^I = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 10 \times 7,20^2 = 64,8 \text{ kNm}$$

## 05.1.4.2 Fase 2 – Completamento del getto (10 + 16 cm)

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



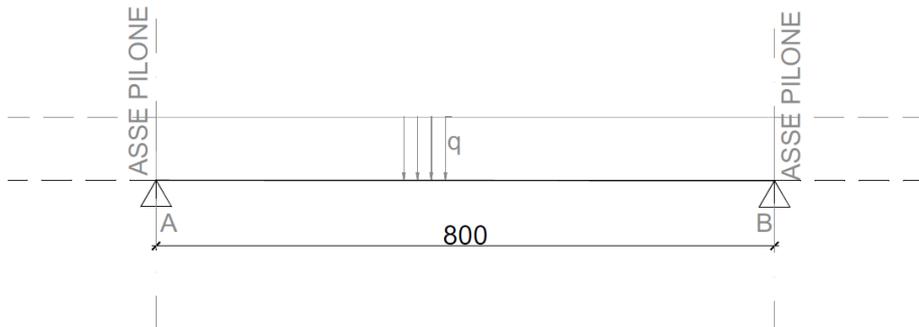
$$q^{II} = 1,3 \times 25 \times (0,10 \times 0,71 + 0,16 \times 1,55) = 10,4 \text{ kN/m}$$

$$R_A^{II} = R_B^{II} = V_{\max}^{II} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 10,4 \times 8,00 = 41,6 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^{II} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 10,4 \times 8,00^2 = 83,2 \text{ kNm}$$

## 05.1.4.3 Fase 3 – Pavimentazione e sovraccarico di esercizio

In via cautelativa si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata



$$q^{III} = (1,3 \times 20 \times 0,10 + 1,5 \times 20,0) \times 1,55 = 50,5 \text{ kN/m}$$

$$R^I_A = R^I_B = V^I_{\max} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 50,5 \times 8,00 = 202 \text{ kN}$$

$$M^{II}_{\max} = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 50,5 \times 8,00^2 = 404 \text{ kNm}$$

### 05.1.5 Verifiche SLU

#### 05.1.5.1 Verifiche dell'armatura tesa

Ai fini della verifica si prende in considerazione la singola lastra di larghezza 115 cm. Ai fini delle verifiche si trascura l'armatura costituita dai correnti inferiori dei tralicci e si prevede un'armatura aggiuntiva costituita da 10Ø20.

Le massime sollecitazioni flettenti nelle varie fasi sono

$$M^I_{\max} = 64,8 \text{ kNm}$$

$$M^{II}_{\max} = 83,2 \text{ kNm}$$

$$M^{III}_{\max} = 404 \text{ kNm}$$

La sollecitazione complessiva risulta, pertanto

$$M^I_{\max} = 552 \text{ kNm}$$

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

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

**Titolo :** VERIFICA SLU

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37.70	55

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 552 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
 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> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

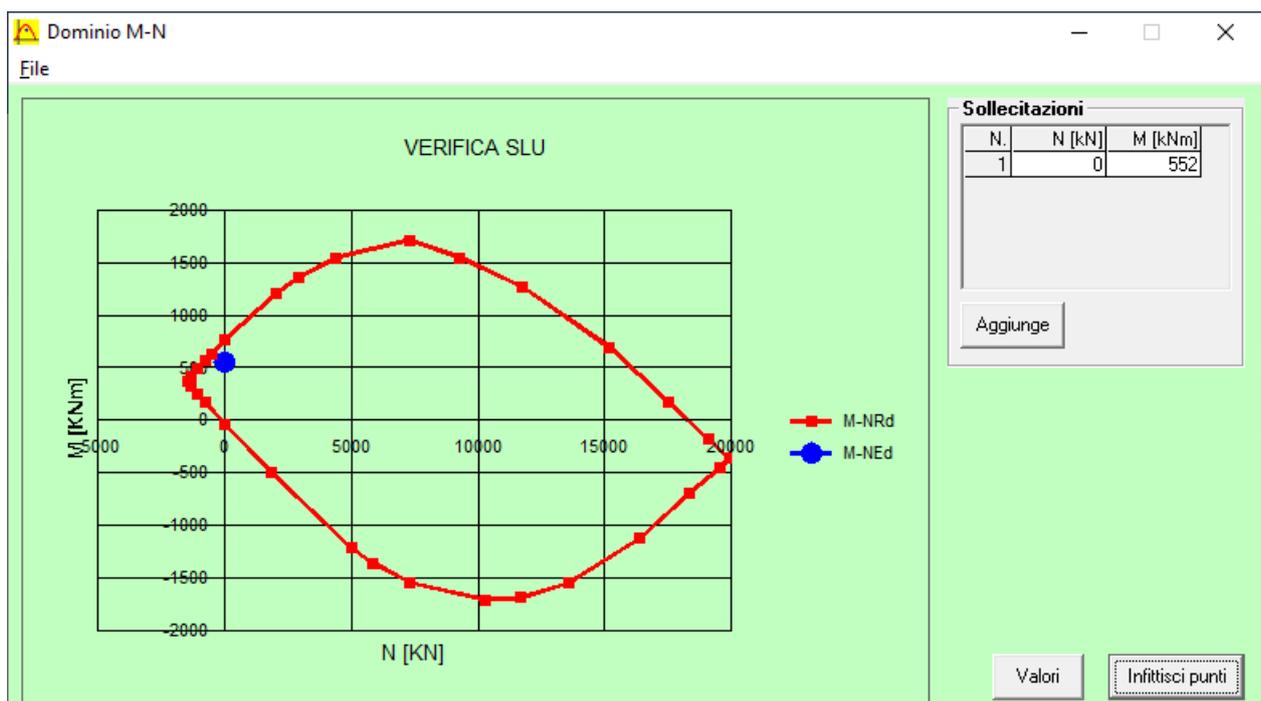
M<sub>xRd</sub> 774.9 kNm  
 σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 29.03 ‰  
 d 55 cm  
 x 5.918 x/d 0.1076  
 δ 0.7

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Devia

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



## 05.2 Piloni

### 05.2.1 Carichi agenti

#### 05.2.1.1 Carichi verticali

Peso proprio fondazione	
25 x 0,30 x 2,00 x 4,50	67,5 kN
Peso proprio pilone	
25 x 0,80 x 4,50 x 3,50 (min)	315,0 kN
Peso terreno sulla fondazione	
$9 \times \frac{1}{2} \times (1,00 + 3,40) \times 4,50 \times 1,20$	107,0 kN
Peso proprio soletta	
10,12 x 8,00 x 5,20	421,0 kN
Peso proprio del cordolo lato terra	
25 x 0,50 x 8,00 x 1,30	133,3 kN
Peso proprio pavimentazione	
20 x 0,10 x 8,00 x 5,20	83,2 kN
Sovraccarico stradale	
20,0 x 8,00 x 5,20	832,0 kN

#### 05.2.1.2 Carichi orizzontali

Spinta del terreno a tergo

Si considera la spinta del terreno a tergo dell'infrastruttura di banchina trasmessa sul pilone dal cordolo lato terra e sul pilone stesso

Spinta sul cordolo interno

$$0,28 \times 19 \times 1,50^2/2 \times 8,20 = 49 \text{ kN}$$

$$0,28 \times (2 \times 19 \times 1,50 + 9 \times 0,50) \times 0,50/2 \times 8,20 = 35,3 \text{ kN}$$

Spinta sul pilone (alla base)

$$0,28 \times [2 \times (19 \times 1,50 + 9 \times 0,50) + 9 \times 2,20] \times 2,20/2 \times 0,80 = 21,1 \text{ kN}$$

Spinta sul pilone (in fondazione)

$$0,28 \times [2 \times (19 \times 1,50 + 9 \times 0,50) + 9 \times 2,20] \times 2,50/2 \times 0,80 = 24,0 \text{ kN}$$

Incremento di spinta per carico indotto dalla struttura magazzini compreso sovraccarico pedonale in copertura sul cordolo interno

$$0,28 \times 35 \times 0,60 \times 8,00 = 47 \text{ kN}$$

sul pilone

$$0,28 \times 35 \times 2,20 \times 0,80 = 17,3 \text{ kN}$$

#### 05.2.2 Sollecitazioni alla base del pilone (SLU – STRU)

Le sollecitazioni risultanti alla base del pilone risultano

$$N = 1,3 \times (315 + 421 + 83,2) + 1,5 \times 832,0 = 2.313 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1,3 \times [(421 + 83,2) \times 0,15 + 133,3 \times 2,00] + 1,5 \times 832 \times 0,15 - 1,3 \times [49 \times (2,70 + 1,50/3) + 35,3 \times (2,20 + 0,50/2) + 21,1 \times 2,20/2] - 1,5 \times [47 \times (2,20 + 0,60/2) + 17,3 \times 2,20/2] = 80,9 \text{ kNm}$$

#### 05.2.3 Sollecitazioni in fondazione del pilone (SLU)

Le sollecitazioni risultanti alla base della fondazione del pilone risultano (per le verifiche di ribaltamento e di scorrimento sul piano di fondazione il pilone viene assimilato, in via cautelativa, ad un opera di sostegno con riferimento alla combinazione EQU per i muri di sostegno)

$$N = 0,9 \times (315 + 421 + 83,2 + 67,5 + 107) + 1,5 \times 832 = 2.142,3 \text{ kN}$$

$$S = 0,9 \times (21,1 + 24) + 1,5 \times (47 + 17,3) = 137 \text{ kN}$$

$$M_{\text{stab.}} = 0,9 \times [315 \times 4,50/2 + (421 + 83,2) \times (5,20/2 - 0,20) + 133,3 \times (4,50 + 0,25) + 107 \times 4,50 \times 2/3] + 1,5 \times 832 \times (5,20/2 - 0,20) = 5.581 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{rib.}} = 0,9 \times [49 \times (3,00 + 1,50/3) + 35,3 \times (2,50 + 0,50/2) + 24,0 \times 2,50/2] + 1,5 \times [47 \times (2,50 + 0,60/2) + 17,3 \times 2,50/2] = 498,6 \text{ kNm}$$

#### 05.2.4 Verifiche di stabilità del corpo rigido

##### 05.2.4.1 Stabilità a scorrimento

$$0,6N / S = 0,6 \times 2.142,3 / 137 = 9,38 \gg 1,1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

##### 05.2.4.2 Stabilità a ribaltamento

$$M_{\text{stab.}} / M_{\text{rib.}} = 5.581 / 498,6 = 11,19 \gg 1,15 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

#### 05.2.5 Sollecitazioni in fondazione del pilone e pressione sul terreno (SLU-STRU)

Le sollecitazioni risultanti alla base della fondazione del pilone risultano le seguenti

$$N = 1,3 \times (315 + 421 + 83,2 + 67,5 + 107) + 1,5 \times 832 = 2.540 \text{ kN}$$

$$M_{\text{stab.}} = 1,3 \times [315 \times 4,50/2 + (421 + 83,2) \times (5,20/2 - 0,20) + 133,3 \times (4,50 + 0,25) + 107 \times 4,50 \times 2/3] + 1,5 \times 832 \times (5,20/2 - 0,20) = 6.730 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{rib.}} = 1,3 \times [49 \times (3,00 + 1,50/3) + 35,3 \times (2,50 + 0,50/2) + 24,0 \times 2,50/2] + 1,5 \times [47 \times (2,50 + 0,60/2) + 17,3 \times 2,50/2] = 618 \text{ kNm}$$

$$M_p = M_{stab.} - M_{rib.} = 6.112 \text{ kNm}$$

$$u = M_p / N = 2,41 \text{ m} \rightarrow e_0 = 4,50/2 - u = 0,16 \text{ m} \rightarrow M_0 = e_0 N = 397$$

La pressione sul terreno risulta perciò

$$p = N/A \pm M_0/W = 2.540 / (4,50 \times 2,00) \pm 6 \times 397 / (4,50^2 \times 2,00) = 282,2 \pm 58,8 = \begin{matrix} \text{max } 341 \text{ kN/m}^2 \\ \text{min } 223,4 \text{ kN/m}^2 \end{matrix}$$

05.2.6 Sollecitazioni nella fondazione e verifica di resistenza della sezione in c.a. (SLU – STRU)

Si assume lo schema di mensola incastrata nel pilone e caricata con la pressione sul terreno al netto del peso proprio della fondazione stessa e del terreno sovrastante

$$q = 341 - 1,3 \times (15 \times 0,30 + 9 \times 1,00) = 323,5 \text{ kN/m}^2$$

L = 0,60 m lunghezza della mensola

$$V_{max} = 323,5 \times 0,60 = 194 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 323,5 \times 0,60^2/2 = 58 \text{ kNm/m}$$

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

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

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

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	25

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**Materiali**

B450C		C35/45	
E <sub>su</sub>	67.5 %	E <sub>c2</sub>	2 %
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	E <sub>cu</sub>	3.5
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	19.83
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>	13.5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.8
		τ <sub>c1</sub>	2.257

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N\* rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

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

Precompresso

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

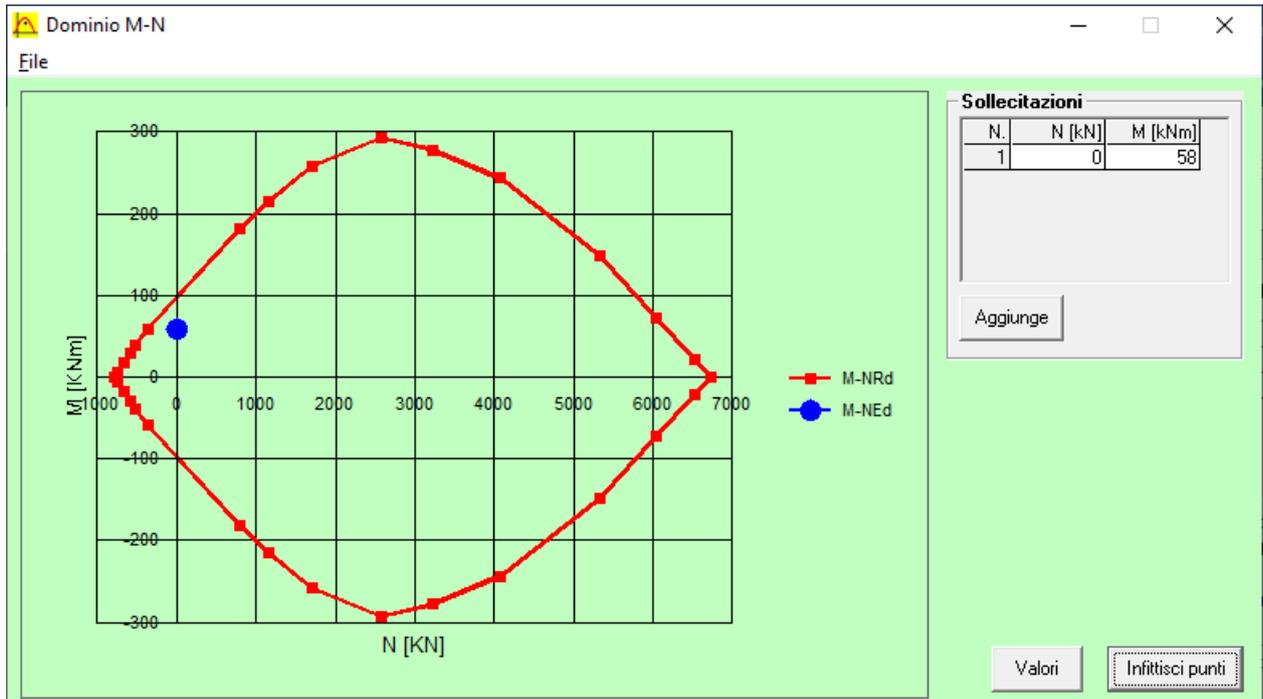
σ<sub>s</sub>  N/mm²

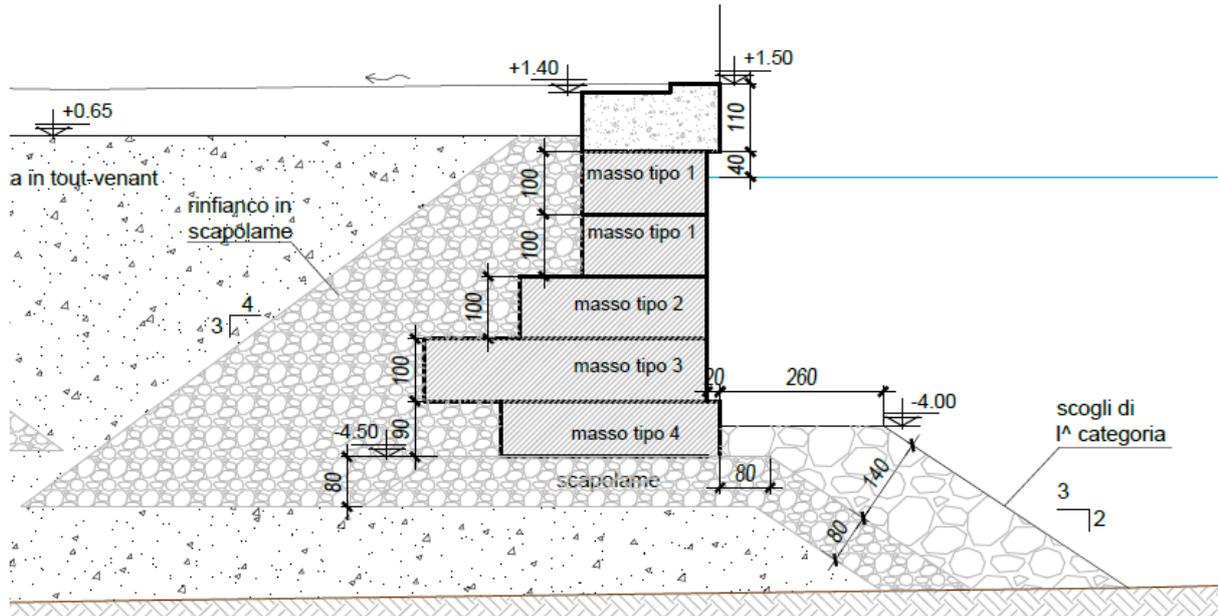
ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ



**02. MURO A GRAVITÀ IMBASATO A QUOTA -4,50 M S.L.M.M.****05.3 Carichi agenti****05.3.1 Peso proprio massi**

Si assume il peso specifico  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$  sottospintato)

$14 \times 3,50 \times 0,90$	44,1 kN/m
$14 \times 4,50 \times 1,00$	63,0 kN/m
$14 \times 3,00 \times 1,00$	42,0 kN/m
$14 \times 2,00 \times 1,00$	28,0 kN/m
$(14 \times 0,60 + 24 \times 0,40) \times 2,00$	36,0 kN/m

**05.3.2 Peso proprio sovrastruttura**

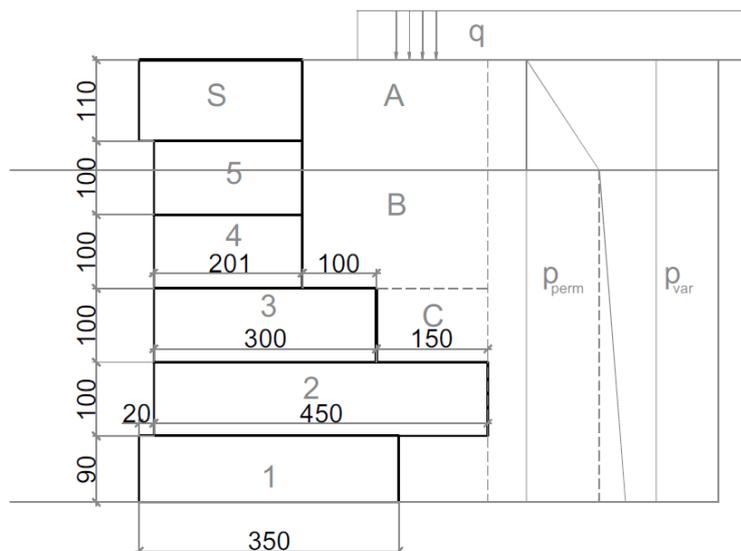
$24 \times 2,20 \times 1,10$	58,1 kN/m
------------------------------	-----------

**05.3.3 Peso terreno sulle mensole lato interno**

$19 \times 1,50 \times 2,50$	71,3 kN/m
$9 \times 1,60 \times 2,50$	36,0 kN/m
$9 \times 1,00 \times 1,50$	13,5 kN/m

**05.3.4 Spinta del terreno a tergo**

La spinta orizzontale del terreno a tergo del muro di banchina è determinata con riferimento allo schema che segue



dove

$$p_{perm.}(z=0) = 0,28 \times 19 \times 1,50 = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{perm.}(z=-4,50) = 0,28 \times (19 \times 1,50 + 9 \times 4,50) = 19,3 \text{ kN/m}^2$$

avendo assunto

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ \quad \rightarrow \quad k_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0,28 \quad (\text{si trascura in via prudentiale la presenza del rinfiacco in scapolame})$$

#### 05.3.5 Incremento di spinta per sovraccarico sul terrapieno

Con riferimento allo schema riportato al punto precedente, l'incremento di spinta orizzontale sul muro di banchina indotto dal sovraccarico sul terrapieno, assunto pari a  $10 \text{ kN/m}^2$ , uniformemente distribuiti.

$$p_{sovr.} = 0,28 \times 10 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

#### 05.4 Sollecitazioni in fondazione

Con riferimento allo schema riportato di seguito, nelle tabelle che seguono si riassumono i carichi, i bracci e i momenti rispetto al punto di rotazione P. I valori riassunti di seguito non sono fattorizzati

##### 05.4.1 Peso muro

ELEMENTO	N (kN/m)	b (m)	M <sub>s</sub> (kNm/m)
1	44,1	1,75	77,2
2	63,0	2,45	154,4
3	42,0	1,70	71,4
4	28,0	1,70	47,6
5	36,0	1,70	61,2

SOVRASTRUTT.	58,1	1,10	63,9
<b>TOTALE</b>	<b>271,2</b>		<b>479,3</b>

## 05.4.2 Peso terreno lato interno

ELEMENTO	N (kN/m)	b (m)	M <sub>s</sub> (kNm/m)
STRATO DA +1,50 A 0,00	71,3	1,75	77,2
STRATO DA 0,00 A -1,60	36,0	2,45	154,4
STRATO DA - 1,60 A -2,60	16,5	1,70	71,4
<b>TOTALE</b>	<b>123,8</b>		<b>303,0</b>

## 05.4.1 Spinte del terreno

$$S_{perm.} = 8 \times 1,50/2 + (8 + 19,3)/2 \times 4,50 = 61,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{perm.} = 8 \times 1,50/2 \times (4,50 + 1,50/3) + 8 \times 4,50^2/2 + (19,3 - 8) \times 4,50^2/6 = 149,1 \text{ kNm/m}$$

$$S_{sovr.} = 2,8 \times (1,50 + 4,50) = 16,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{sovr.} = 2,8 \times (1,50 + 4,50)^2 / 2 = 50,4 \text{ kNm/m}$$

## 05.4.2 Sollecitazioni risultanti complessive alla base della fondazione (SLU - EQU)

$$N = 0,9 \times (271,2 + 123,8) = 355,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{stab.} = 0,9 \times (479,3 + 303,0) = 704 \text{ kNm/m}$$

$$S_{max} = 0,9 \times 61,4 + 1,5 \times 16,8 = 80,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{rib.max} = 0,9 \times 149,1 + 1,5 \times 50,4 = 209,8 \text{ kNm/m}$$

## 05.4.3 Sollecitazioni risultanti complessive alla base della fondazione (SLU - GEO)

$$N = 1,3 \times (271,2 + 123,8) = 513,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{stab.} = 1,3 \times (479,3 + 303,0) = 1.017 \text{ kNm/m}$$

$$S_{max} = 1,3 \times 61,4 + 1,5 \times 16,8 = 105,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{rib.max} = 1,3 \times 149,1 + 1,5 \times 50,4 = 269,4 \text{ kNm/m}$$

05.5 Verifiche di stabilità del corpo rigido (SLU – EQU)

## 05.5.1 Stabilità a scorrimento

$$0,6N / S = 0,6 \times 355,5 / 80,5 = 2,65 \gg 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA

## 05.5.2 Stabilità a ribaltamento

$$M_{stab.} / M_{rib.} = 704 / 209,8 = 3,36 \gg 1,15$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 05.6 Verifiche di stabilità globale

#### 05.6.1 Condizioni di normale esercizio (SLU - GEO)

Si assumono i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Riempimento in tout-venant:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\phi = 34^\circ$$

Rinfiaccio e imbasamento:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\phi = 43^\circ$$

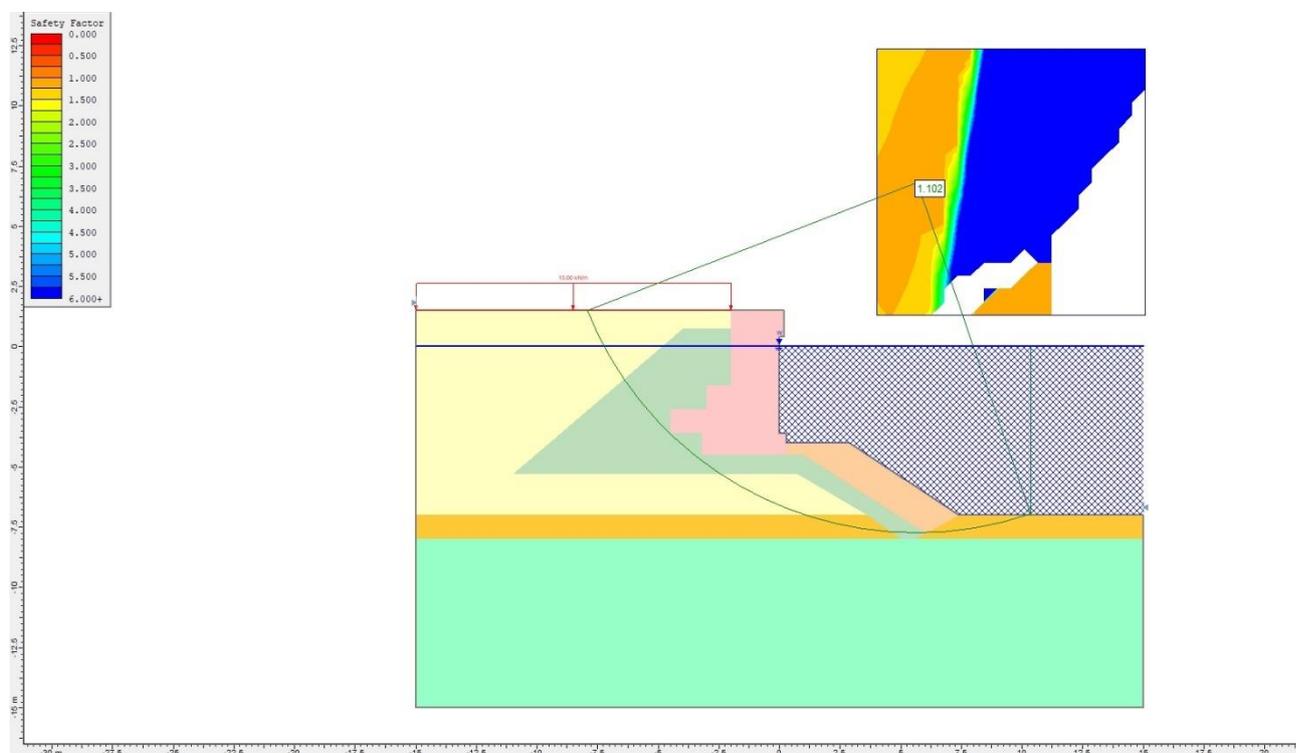
Scogliera in massi naturali:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\phi = 45^\circ$$

Il sovraccarico di esercizio sul piazzale viene assunto pari a  $10 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuiti.

La verifica viene effettuata tramite il codice di calcolo SLIDE, nella combinazione di carico (A2 + M2), fattorizzando il carico del coefficiente 1,3 e riducendo la tangente dell'angolo di attrito del terreno del fattore 1,25.

In via cautelativa si trascura la presenza del substrato roccioso.



Il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

$$CS = 1,102 > 1,1$$

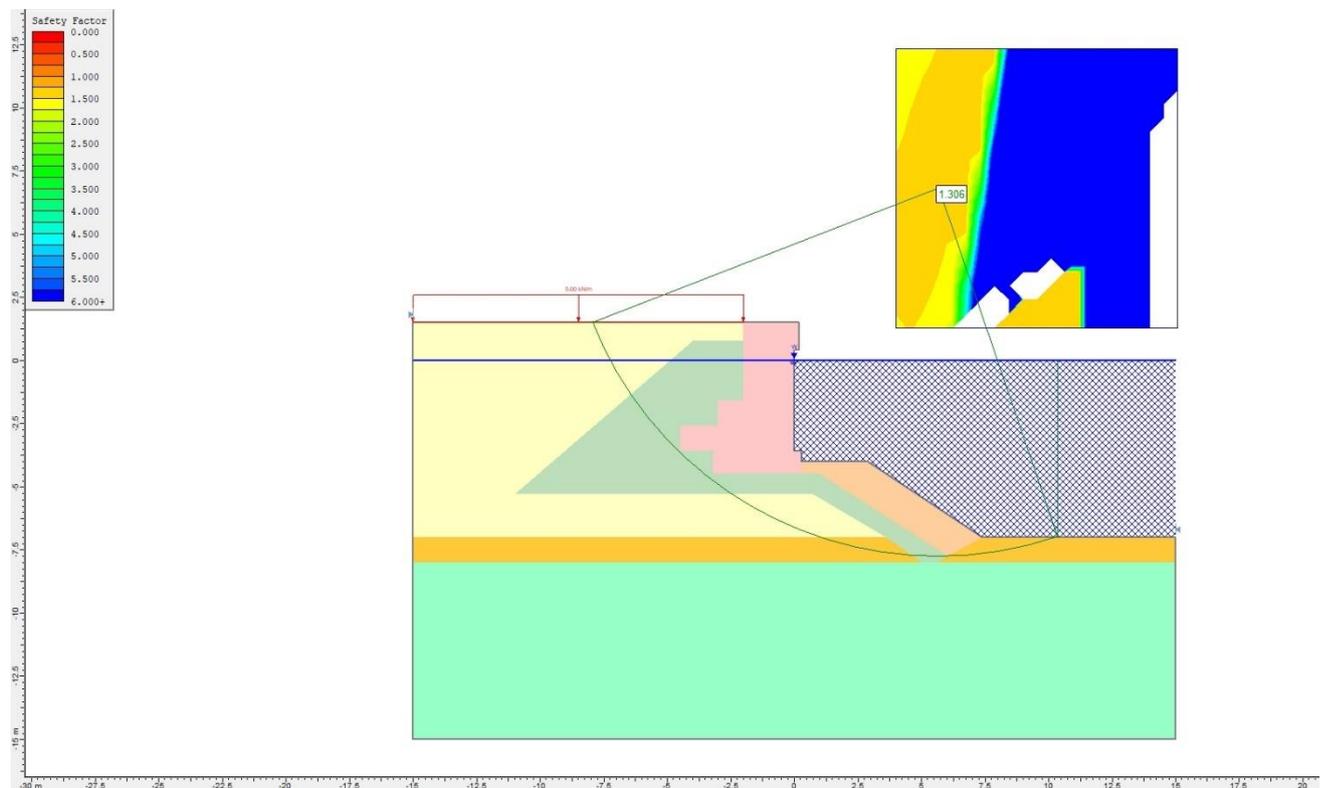
e pertanto la verifica è soddisfatta.

#### 05.6.2 Condizioni sismiche (SLV - GEO)

Il sovraccarico sul piazzale viene assunto pari al 50% di quello di esercizio.

La verifica viene effettuata tramite il codice di calcolo SLIDE, utilizzando i parametri caratteristici del terreno riassunti al punto precedente, non fattorizzati.

In via cautelativa si trascura la presenza del substrato roccioso.



Il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

$$CS = 1,306 > 1,2$$

e pertanto la verifica è soddisfatta.

### 03. MURO A GRAVITÀ IMBASATO A QUOTA -3,60 M S.L.M.M.

#### 05.7 Verifiche di stabilità globale

##### 05.7.1 Condizioni di normale esercizio (SLU)

Si assumono i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Riempimento in tout-venant:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\phi = 34^\circ$$

Rinfianco e imbasamento:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\phi = 43^\circ$$

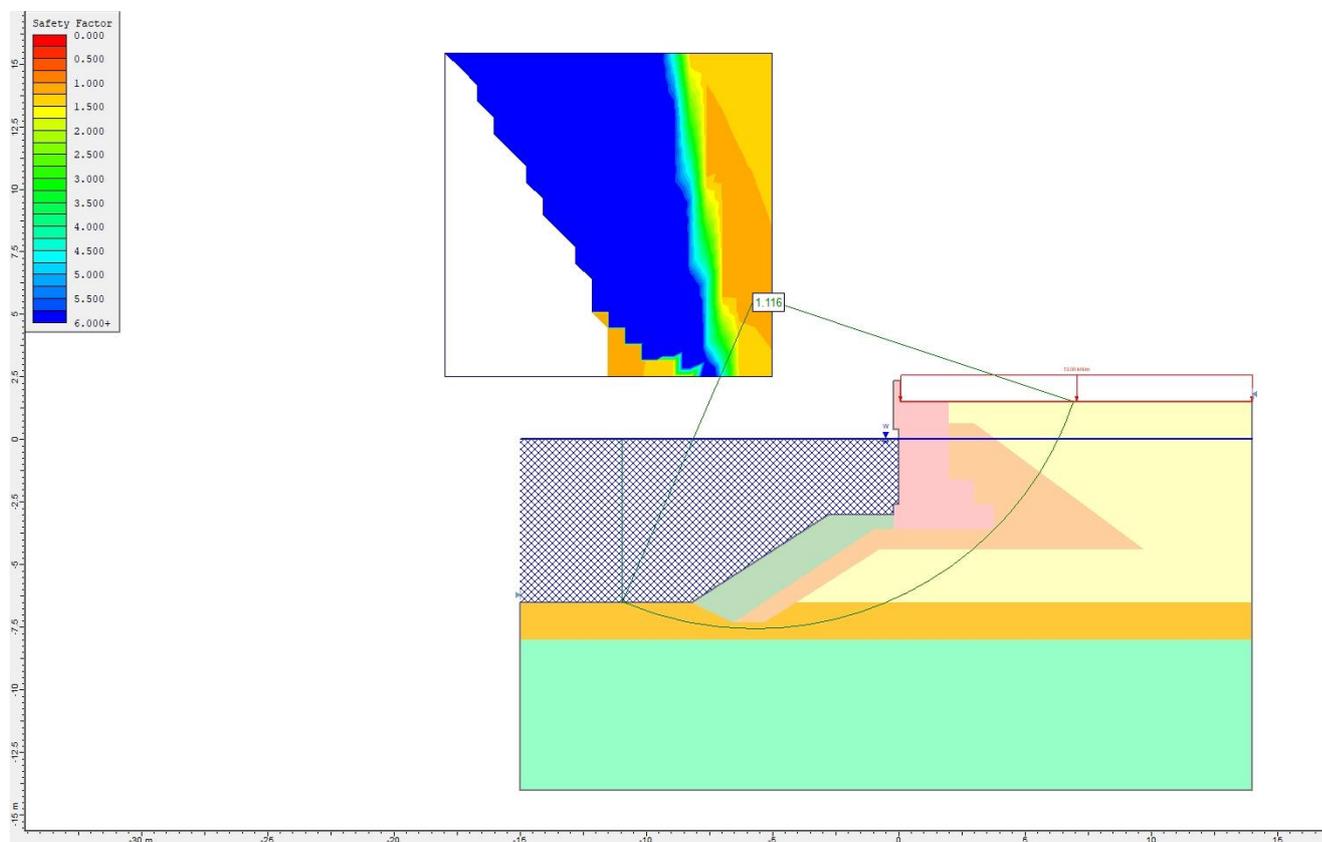
Scogliera in massi naturali:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\phi = 45^\circ$$

Il sovraccarico di esercizio sul piazzale viene assunto pari a  $10 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuiti.

La verifica viene effettuata tramite il codice di calcolo SLIDE, nella combinazione di carico (A2 + M2), fattorizzando il carico del coefficiente 1,3 e riducendo la tangente dell'angolo di attrito del terreno del fattore 1,25.

In via cautelativa si trascura la presenza del substrato roccioso.



Il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

$$CS = 1,116 > 1,1$$

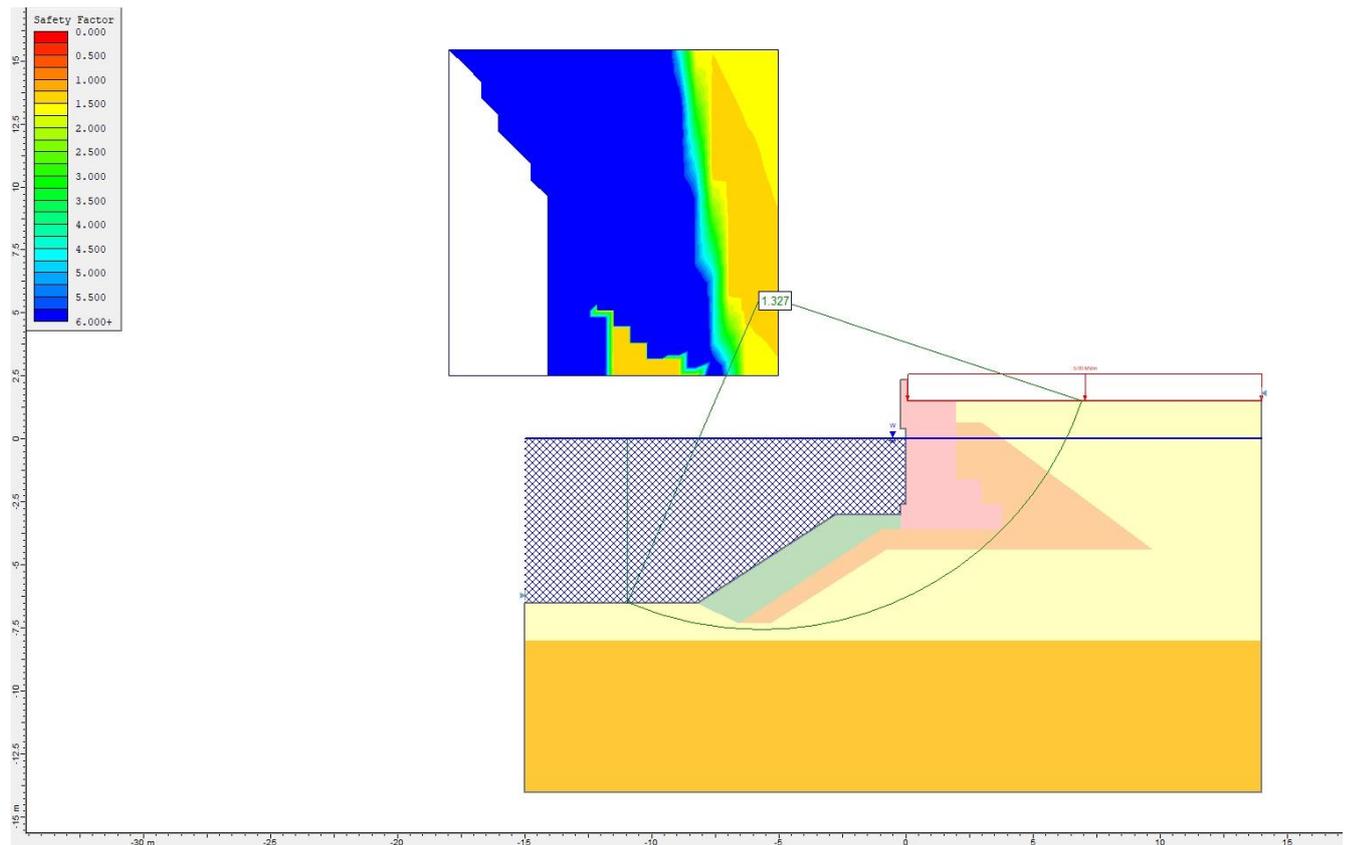
e pertanto la verifica è soddisfatta.

#### 05.7.2 Condizioni sismiche (SLV)

Il sovraccarico sul piazzale viene assunto pari al 50% di quello di esercizio.

La verifica viene effettuata tramite il codice di calcolo SLIDE, utilizzando i parametri caratteristici del terreno riassunti al punto precedente, non fattorizzati.

In via cautelativa si trascura la presenza del substrato roccioso.



Il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

$$CS = 1,327 > 1,2$$

e pertanto la verifica è soddisfatta.