

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



### INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

### PROGETTO ESECUTIVO

**IV35 – CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA PK 125+738,979**  
**Relazione di calcolo Spalle**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
<p>Consorzio Cepav due</p> <p>Data: _____</p>	<p>Data: _____</p>

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERV/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I V 3 5 A 6	0 0 1	B

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Montanari <i>Montanari</i>	28/03/19	Piacentini <i>Piacentini</i>	28/03/19	Liani	28/03/19	
B	Revisione a seguito istr. IF INOR11E26ISIV3500001A	Montanari <i>Montanari</i>	17/01/22	Piacentini <i>Piacentini</i>	17/01/22	Liani	17/01/22	
C								

CIG. 751447334A File: INOR11EE2CLIV35A6001B\_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
2 di 130

## INDICE

1	GENERALITA' .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
	3.1 CALCESTRUZZO.....	7
	3.2 ACCIAIO IN TONDI AD ADERENZA MIGLIORATA .....	9
4	ANALISI DEI CARICHI .....	10
	4.1 PESI PROPRI, CARICHI PERMANENTI ED AZIONI INDOTTE DAL TERRAPIENO.....	10
	4.2 SOVRACCARICHI SUL CAVALCAFERROVIA.....	10
	4.3 SOVRACCARICO SUL RILEVATO .....	12
	4.4 AZIONE TERMICA.....	12
	4.5 AZIONE DA FRENAMENTO .....	12
	4.6 AZIONE DA VENTO.....	12
	4.7 AZIONI SISMICHE.....	12
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	14
6	MODELLO DI CALCOLO.....	17
	6.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	17
	6.2 CARICHI APPLICATI AL MODELLO .....	20
7	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI RESISTENZA.....	33
	7.1 PLINTO DI FONDAZIONE .....	33
	7.2 MURO FRONTALE .....	47
	7.3 MURO ANDATORE .....	57
8	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	65
9	CRITERI DI CALCOLO PALIFICATE.....	67
	9.1 SPINTA DELLE TERRE .....	67
	9.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	69
	9.3 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU .....	70
	9.4 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE.....	71

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV35A6 001	Rev. B	Foglio 3 di 130
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

9.5	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO .....	71
9.6	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE UTILIZZATI NELLE ANALISI STRUTTURALI.....	73
9.7	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	76
9.8	PLATEA DI FONDAZIONE.....	76
10	ANALISI DELLA SPALLA .....	77
10.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	77
10.2	DATI DI INPUT .....	80
10.2.1	<i>Geometria della spalla</i> .....	81
10.3	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO .....	82
10.3.1	<i>Carichi accidentali</i> .....	83
10.3.2	<i>Azione di frenamento</i> .....	85
10.3.3	<i>Azione centrifuga</i> .....	85
10.3.4	<i>Variazione termica</i> .....	85
10.3.5	<i>Azione del vento</i> .....	86
10.3.6	<i>Azione sismica</i> .....	87
10.4	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA .....	89
10.4.1	<i>Peso proprio</i> .....	89
10.4.2	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla</i> .....	90
10.4.3	<i>Spinta delle terre</i> .....	92
10.5	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO .....	100
10.5.1	<i>Azioni elementari</i> .....	100
10.6	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO .....	101
10.6.1	<i>Sollecitazioni oggetto di verifica</i> .....	103
10.6	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE.....	104
10.6.1	<i>Azioni elementari</i> .....	104
10.6.2	<i>Sollecitazioni sulla palificata di fondazione</i> .....	105
10.7	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE.....	107
10.8	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	114

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
4 di 130

10.9 SOLLECITAZIONI SUI RITEGNI .....	115
10.6.3 Ritegni trasversali.....	115
10.6.4 Ritegni longitudinali .....	115
11 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	116
11.3 PALI DI FONDAZIONE – SEZIONE TESTA PALO (PROFONDITÀ 0.00M-18.00M) .....	116
11.1.1 Verifiche agli SLU .....	116
11.1.2 Verifiche agli SLE.....	118
11.4 PALI DI FONDAZIONE – PRIMA SEZIONE CAMBIO ARMATURA (PROFONDITÀ 13.50 M) .....	121
11.2.1 Verifiche agli SLU .....	121
11.2.2 Verifiche agli SLE.....	123
11.5 RITEGNI .....	124
11.3.1 Ritegni trasversali.....	124
11.3.2 Ritegni longitudinali .....	125
12 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	126
12.1.1 Verifica di portanza verticale della palificata.....	126
12.1.2 Verifica di portanza orizzontale della palificata .....	129

## 1 GENERALITA'

Nella presente relazione si riportano la descrizione e le principali verifiche statiche delle spalle del Cavalcaferrovia IV35 Cascina Pergola Vecchia alla pk 125+738,979 della linea ferroviaria A.V./A.C. Torino-Venezia nella tratta Brescia-Verona.

La verifica è stata eseguita considerando la spalla più alta, ovvero la spalla B di altezza pari a 7.75 m (altezza massima del muro frontale da estradosso plinto di fondazione al colmo del muro frontale).

La spalla in oggetto è su fondazione indiretta con 12 pali  $\phi 1500$  mm; si adotta un plinto di fondazione di dimensioni 15.80 m x 11.30 m di spessore 2.00 m.

L'impalcato sostenuto dalle spalle è del tipo misto acciaio-calcestruzzo di luce 58.80 m (luce di calcolo 57.60 m).

Le due travi metalliche principali dell'impalcato hanno interasse pari a 11.25 m e risultano appoggiate in corrispondenza delle testate ellittiche della spalla.

Le altezze e le fondazioni delle spalle sono riepilogate in tabella:

Cavalcaferrovia	Spalla A		Spalla B	
	H [m] Colmo muro frontale – estr. plinto	Tipo di fondazione	H [m] Colmo muro frontale - estr. plinto	Tipo di fondazione
<b>IV35</b>	7.25	12 pali $\phi 1500$	7.75	12 pali $\phi 1500$

I pali  $\phi 1500$  sono disposti con maglia regolare ad interasse di 4.5 m in senso trasversale al cavalcaferrovia e ad interasse 4.5 m in senso longitudinale, per un numero complessivo di pali pari a 12.

La carpenterie delle spalle in oggetto sono compiutamente descritte negli elaborati IN0R11EE2BZIV35A6001 e IN0R11EE2BZIV35A6002.

Nel seguito si procede al calcolo dello stato di sollecitazione e alle verifiche di resistenza secondo la normativa vigente sia per la condizione d'esercizio, che per lo scenario sismico.

## 2      **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti normative:

- a) Rete Ferroviaria Italiana – “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II sezione 2 – Ponti e strutture” doc. RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016.
- b) D.M. 14/01/2008 - “Norme tecniche per le costruzioni – Testo Unico”
- c) Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”
- d) UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- e) UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 – progettazione delle strutture in calcestruzzo
- f) Rete Ferroviaria Italiana – “Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili” doc. RFI DTC SI SP IFS 001 Adel 30/12/2016.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Per l'elevazione della spalla (muro andatore, muro frontale) si adotta un calcestruzzo di classe:

- C32/40 avente  $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ , classe di esposizione XC4+XF1, classe di consistenza S4 e copriferro di 55 mm;

per il plinto di fondazione si adotta un calcestruzzo di classe:

- C25/30 avente  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , classe di esposizione XC2, classe di consistenza S4 e copriferro di 45 mm;

per i pali si adotta un calcestruzzo di classe:

- C25/30 avente  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , classe di esposizione XC2, classe di consistenza S4-S5 e copriferro di 70 mm.

Nelle verifiche dei singoli elementi strutturali si adottano pertanto le seguenti caratteristiche meccaniche.

Per l'elevazione della spalla, gettata in opera, si intende utilizzare un conglomerato avente le seguenti caratteristiche:

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$$

resistenza media a trazione

#### Resistenze di progetto allo SLU

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 32 / 1.5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$$

resistenza di calcolo a compressione

$$\gamma_c = 1.5$$

coefficiente di sicurezza

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata

Si assume a rottura un diagramma tensione-deformazione a "parabola rettangolo" ovvero il diagramma tipo (a) di cui al par. 4.1.2.1.2.2 del Tesco Unico.

#### Tassi di lavoro limite agli SLE

Tensione di compressione per combinazioni *rare* 19.2 N/mm<sup>2</sup> (pari a 0.60  $f_{ck}$ )

Tensione di compressione per combinazioni *quasi permanenti* 14.4 N/mm<sup>2</sup> (pari a 0.45  $f_{ck}$ )

Tensione di trazione per stato limite di formazione delle fessure 2.52 N/mm<sup>2</sup> (pari a  $f_{ctm}/1.2$ )

Ampiezza limite fessure per condizioni aggressive (XC4)  $w_1 = 0.20 \text{ mm}$  per azioni q. permanenti

$w_2 = 0.30 \text{ mm}$  per azioni frequenti

#### Modulo elastico

$$E_c = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$$

valore medio della resistenza cilindrica

Per la suola di fondazione della spalla, gettata in opera, si intende utilizzare un conglomerato avente le seguenti caratteristiche:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$$f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

resistenza media a trazione

**Resistenze di progetto allo SLU**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25.0 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$$

resistenza di calcolo a compressione

$$\gamma_c = 1.5$$

coefficiente di sicurezza

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata

Si assume a rottura un diagramma tensione-deformazione a “parabola rettangolo” ovvero il diagramma tipo (a) di cui al par. 4.1.2.1.2.2 del Tesco Unico.

**Tassi di lavoro limite agli SLE**Tensione di compressione per combinazioni *rare*

$$15.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{pari a } 0.60 f_{ck})$$

Tensione di compressione per combinazioni *quasi permanenti*

$$11.25 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{pari a } 0.45 f_{ck})$$

Tensione di trazione per stato limite di formazione delle fessure

$$2.13 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{pari a } f_{ctm}/1.2)$$

Ampiezza limite fessure per condizioni ordinarie (XC2)

$$w_2 = 0.30 \text{ mm per azioni q. permanenti}$$

$$w_3 = 0.40 \text{ mm per azioni frequenti}$$

**Modulo elastico**

$$E_c = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

valore medio della resistenza cilindrica

Per **i pali di fondazione**, gettati in opera, si intende utilizzare un conglomerato avente le seguenti caratteristiche:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

resistenza media a trazione

**Resistenze di progetto allo SLU**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$$

resistenza di calcolo a compressione

$$\gamma_c = 1.5$$

coefficiente di sicurezza

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata

Si assume a rottura un diagramma tensione-deformazione a “parabola rettangolo” ovvero il diagramma tipo (a) di cui al par. 4.1.2.1.2.2 del Tesco Unico.

**Tassi di lavoro limite agli SLE**Tensione di compressione per combinazioni *rare*

$$15.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{pari a } 0.60 f_{ck})$$

Tensione di compressione per combinazioni *quasi permanenti*

$$11.25 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{pari a } 0.45 f_{ck})$$

Tensione di trazione per stato limite di formazione delle fessure

$$2.13 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{pari a } f_{ctm}/1.2)$$

Ampiezza limite fessure per condizioni ordinarie (XC2)

$$w_2 = 0.30 \text{ mm per azioni q. permanenti}$$

$$w_3 = 0.40 \text{ mm per azioni frequenti}$$

**Modulo elastico**

$$E_c = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

valore medio della resistenza cilindrica

### 3.2 Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Soglia di rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Soglia di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

#### Resistenze di progetto allo SLU

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

resistenza a snervamento di calcolo

$$k f_{yd} = f_{tk} / \gamma_s = 469.6 \text{ N/mm}^2$$

resistenza a rottura di calcolo

$$\gamma_s = 1.15$$

coefficiente di sicurezza

$$\varepsilon_{cuk} = 75\%$$

allungamento caratteristico a rottura

$$\varepsilon_{cud} = 67.5\%$$

allungamento a rottura di calcolo

Si assume a rottura un diagramma tensione-deformazione bilineare finito con incrudimento ovvero il diagramma tipo (a) di cui al par. 4.1.2.1.2.3 del Tesco Unico.

#### Tassi di lavoro limite agli SLE

Trazione massima in esercizio per combinazioni *rare*

$$360 \text{ N/mm}^2 \quad (0.80 * f_{yk})$$

## 4 ANALISI DEI CARICHI

### 4.1 Pesì propri, carichi permanenti ed azioni indotte dal terrapieno

Si considera per le strutture in c.a. della spalla e della campata sostenuta di luce  $L=58.80$  m (impalcato misto in acciaio con soletta in c.a.) un peso proprio  $\gamma_{CLS} = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>; per la travata metallica si considera un peso specifico  $\gamma_{acciaio} = 78.5$  kN/m<sup>3</sup>.

Si considera per il terrapieno  $\gamma_T = 20$  kN/m<sup>3</sup> (peso specifico del terreno).

I pesì propri ed i carichi permanenti portati scaricati dall'impalcato sono desunti dalla specifica relazione di calcolo. Al fine di calcolare le azioni indotte dal rilevato a tergo spalla si considerano le seguenti caratteristiche del terrapieno:

$\gamma_T = 20$  kN/m<sup>3</sup>; peso specifico del terreno,

$\phi' = 40^\circ$ ; angolo d'attrito interno.

Si considera in esercizio la spinta a riposo (la spalla è fondata su pali); si ha pertanto:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d)$$

La spinta  $S$  del terrapieno a metro lineare su un fronte di spinta di altezza  $H$  si calcola con la seguente formula e si applica ad  $1/3$  dell'altezza  $H$  del fronte di spinta:

$$S = 1/2 * K_0 * \gamma_T * H^2$$

Poiché si devono analizzare stati limite strutturali (A1-M1-STR, SLE-Rare, SLE-QP) e geotecnici (A2-M2-GEO), la spinta viene calcolata utilizzando due diversi valori dell'angolo di attrito interno del terreno:

Condizioni A1-M1-STR e SLE:  $\phi'_d = 40.0^\circ$   $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) = 0.357$

Condizioni A2-M2-GEO:  $\phi'_d = 33.87^\circ$   $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) = 0.443$

### 4.2 Sovraccarichi sul cavalcaferrovia

La spalla sorregge un'impalcato isostatico a due travate metalliche.

Si considera la disposizione di carichi mobili che induce il massimo carico verticale sugli appoggi della spalla.

Gli appoggi della spalla sono ubicati al di sotto delle due travi principali metalliche, ad un interasse di  $11.25$  m.

Si considera lo schema di carico 1 di cui al paragrafo 5.1.3.3. delle NTC 2008 costituito da carichi concentrati su due asse in tandem e da carichi uniformemente distribuiti.

La sede stradale ha larghezza complessiva pari a  $7.215$  m.

I carichi concentrati sono pari a:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN ad asse } (300 + 300 = 600 \text{ kN}) \text{ su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a } 3 \text{ m ;}$$

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN ad asse } (200 + 200 = 400 \text{ kN}) \text{ su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a } 3 \text{ m ;}$$

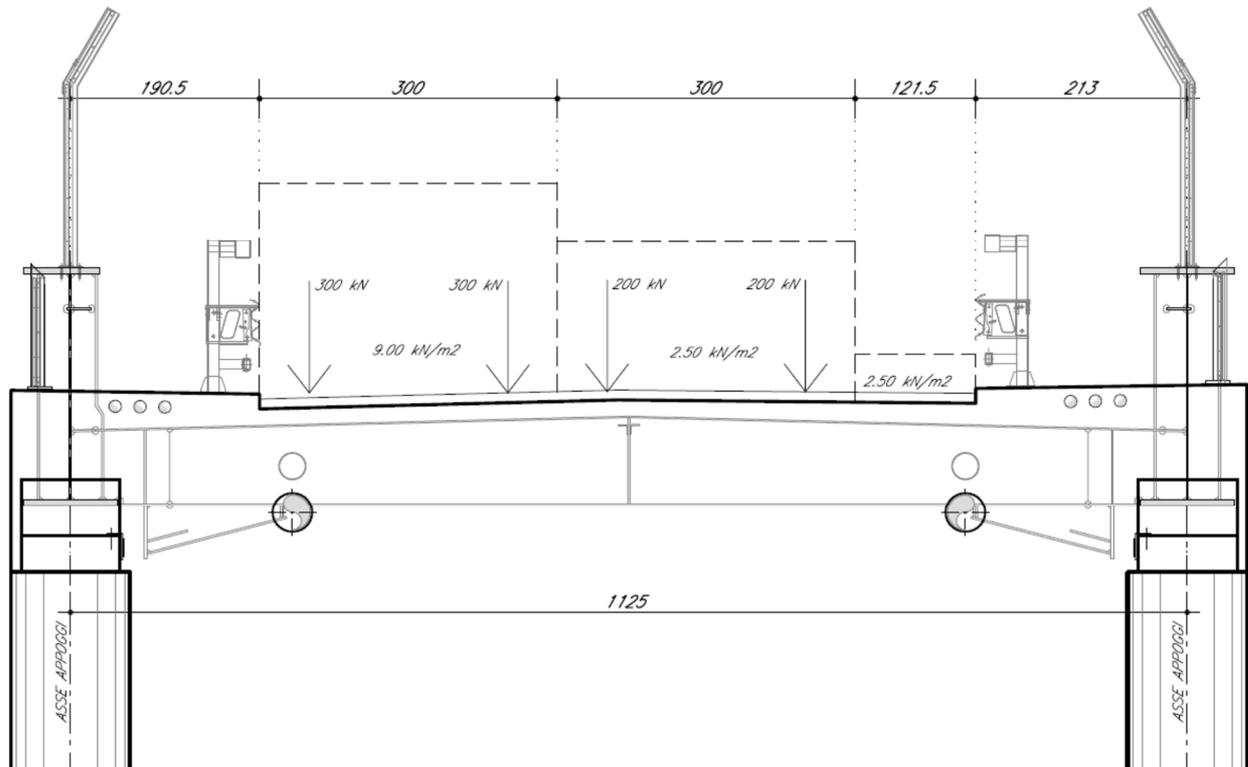
I carichi distribuiti sono pari a:

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2 \text{ su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a } 3 \text{ m ;}$$

$$q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \text{ su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a } 3 \text{ m ;}$$

$$q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \text{ su spazio rimanente pari a } 1.215 \text{ m } (7.215 \text{ m} - 6 \text{ m}) ;$$

I carichi mobili vengono considerati con la loro massima eccentricità trasversale come da figura seguente:



L'azione verticale complessiva esercitata dai carichi Tandem sulla spalla risulta:

$$R = 600 + 400 = 1000 \text{ kN}$$

L'eccentricità trasversale dei carichi Tandem è pari a:

$$e = (600 * 2.22 - 400 * 0.78) / (1000) = 1.02 \text{ m}$$

La distanza tra gli appoggi risulta:

$$L_{app} = 11.25 \text{ m}$$

Risulta pertanto:

$$R_1 = 1000 * (11.25/2 + 1.02) / 11.25 = 590.7 \text{ kN reazione da carico Tandem sull'appoggio più caricato}$$

$$R_2 = 1000 * (11.25/2 - 1.02) / 11.25 = 409.3 \text{ kN reazione da carico Tandem sull'appoggio meno caricato}$$

L'azione verticale complessiva esercitata dai carichi distribuiti sulla spalla risulta:

$$R = (9.00 * 3 + 2.5 * 4.215) * 58.60 / 2 = 1099.85 \text{ kN}$$

L'eccentricità trasversale dei carichi distribuiti è pari a:

$$e = (9.00 * 3 * 2.22 - 2.5 * 4.215 * 1.3875) / (9.00 * 3 + 2.5 * 4.215) = 1.207 \text{ m}$$

La distanza tra gli appoggi risulta:

$$L_{app} = 11.25 \text{ m}$$

Risulta pertanto:

$$R_1 = 1099.85 * (11.25/2 + 1.207) / 11.25 = 667.9 \text{ kN reazione da carico distribuito sull'appoggio più caricato}$$

$$R_2 = 1099.85 * (11.25/2 - 1.207) / 11.25 = 431.9 \text{ kN reazione da carico distribuito sull'appoggio meno caricato}$$

La reazione complessiva da carichi mobili sull'appoggi è pari a:

$R_1 = 590.7 + 667.9 = 1258.6$  kN reazione da carico mobile sull'appoggio più caricato

$R_2 = 409.3 + 431.9 = 841.2$  kN reazione da carico mobile sull'appoggio meno caricato

### 4.3 Sovraccarico sul rilevato

Si considerano agenti a tergo spalla i sovraccarichi accidentali da traffico assunti pari a  $q = 40$  kN/m<sup>2</sup>.

### 4.4 Azione termica

L'azione termica assunta sulle travi metalliche è pari a  $\Delta T = 50^\circ\text{C}$  a cui corrisponde un spostamento longitudinale all'appoggio di 17 mm associato a una rigidità degli isolatori di 3.70 kN/mm.

Si considera pertanto una reazione orizzontale longitudinale pari a:

$$F_{h,long} = 3.70 \text{ kN/mm} * 17 \text{ mm} = 62.9 \text{ kN sul singolo appoggio}$$

Si considera altresì un salto termico di  $5^\circ\text{C}$  (interno-esterno) sulle elavazioni (muri andatori e muro frontale) della spalla.

### 4.5 Azione da frenamento

Il taglio complessivo agente sulla spalla derivante dall'azione di frenamento sull'impalcato risulta pari a 177 kN.

Si considera pertanto una reazione orizzontale longitudinale pari a:

$$F_{h,long} = 177 \text{ kN} / 2 = 88.5 \text{ kN sul singolo appoggio}$$

### 4.6 Azione da vento

Il taglio complessivo agente sulla spalla derivante dall'azione da vento risulta pari a 307 kN.

Si considera pertanto una reazione orizzontale trasversale pari a:

$$F_{h,trasv} = 307 \text{ kN} / 2 = 153.5 \text{ kN sul singolo appoggio}$$

All'azione trasversale da vento è associato un momento trasversale pari a:

$$M = F_v * y = 307 \text{ kN} * 2.85 \text{ m} = 874.95 \text{ kN.m (y = distanza tra la risultante da vento e l'appoggio)}$$

che genera sugli appoggi una  $\Delta N$  pari a:

$$\Delta N = 874.95 \text{ kN.m} / 11.25 \text{ m} = \pm 77.8 \text{ kN}$$

### 4.7 Azioni sismiche

L'opera in oggetto è ubicata alle coordinate Lat: 45.43602 e Long: 10.59045 a cui sono associati i seguenti parametri sismici:

$$a_g = 0.235 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.442$$

$$T^*C = 0.283 \text{ sec}$$

Per  $V_n = 100$  anni e  $C_u = 1.5$

La categoria sismica del sottosuolo risulta essere la D per cui si ricava  $S_s = 1.5392$ .

L'opera in oggetto viene assimilata in scenario sismico ad un'opera di sostegno del terreno e pertanto vengono determinate le azioni equivalenti al sisma col metodo pseudostatico considerando l'inerzia della struttura e del terreno intercluso come indicato dalle NTC 2008 al Par. 7.11.6.

Le forze statiche equivalenti al sisma vengono calcolate moltiplicando le forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ ; allo SLU si adottano i due coefficienti  $k_h$  (per simulare l'effetto del sisma orizzontale) e  $k_v$  (per simulare l'effetto del sisma verticale) così definiti:

$$k_h = \beta_m * S_s * S_T * a_g / g = 0.362$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.181$$

Vista l'elevata rigidità che caratterizza l'opera si è assunto  $\beta_m = 1.0$  in quanto si ritiene che il manufatto non sia in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (in ogni caso il valore unitario del coefficiente  $\beta_m$  risulta prudenziale).

La spinta delle terre subisce in scenario sismico un incremento dinamico quantificabile attraverso la formulazione proposta dall'EC8 (UNI EN 1998-5, Appendice E) nel Par. E.9, trattandosi di un'opera rigida completamente vincolata (teoria di Wood). La spinta  $\Delta P_d$  è pertanto così definita:

$$\Delta P = k_h * \gamma_T * H^2$$

con

$$k_h = 0.362$$

$$\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$$

$H$  = affondamento dell'opera

Per quanto riguarda invece i tagli sismici derivanti dall'impalcato si ottiene:

*direzione longitudinale*

$u_{\text{long}} = 170 \text{ mm}$  spostamento massimo di ciascun appoggio

$k = 3.48 \text{ kN/mm}$  rigidità dell'appoggio

$F_{h,\text{long}} = 591.6 \text{ kN}$  sul singolo appoggio

*direzione trasversale*

$u_{\text{trasv}} = 180 \text{ mm}$  spostamento massimo di ciascun appoggio

$k = 3.48 \text{ kN/mm}$  rigidità dell'appoggio

$F_{h,\text{trasv}} = 626.4 \text{ kN}$  sul singolo appoggio

## 5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di calcolo allo SLU e allo SLE, vengono utilizzate le combinazioni dei carichi elementari descritte nel presente paragrafo.

Si distinguono i seguenti scenari:

- A1-STR: combinazioni allo SLU per le verifiche strutturali;
- SIS-STR: combinazioni in scenario sismico allo SLU per le verifiche strutturali;
- SLE-R: combinazioni allo SLE in condizioni di carico rare;

Allo stato limite d'esercizio si considera la sola combinazione rara in quanto, con atteggiamento cautelativo, la verifica dell'ampiezza teorica delle fessure viene effettuata con riferimento a tale combinazione.

Nel seguito si passa alla descrizione delle combinazioni di carico; alcuni coefficienti relativi al medesimo carico presentano per lo stesso stato limite due valori alternativi: uno da assumersi quando il loading dà un contributo sfavorevole alla verifica in oggetto, e l'altro da assumersi quando il loading dà un contributo favorevole alla verifica (quest'ultimo coefficiente può, in alcuni casi, annullarsi o cambiare di segno).

Sigla	Carico	Loading	Coeff. $\gamma$			
			Sfav.	Fav.	$\psi_0$	$\psi_2$
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	---	---
G1	Peso del terreno	L2	1.35	1.00	---	---
G1	Spinta delle terre K0	L3	1.35	1.00	---	---
Q	Spinta da sovraccarico su rilevato	L4	1.35	0.00	0.75	0.00
G1	Peso proprio impalcato	L5	1.35	1.00	---	---
G2	Permanenti impalcato	L6	1.50	0.00	---	---
Q	Traffico impalcato	L7	1.35	0.00	0.75	0.00
W	Vento su impalcato	L9	1.50	-1.50	0.60	0.00
T	$\Delta T$ impalcato	L10	1.20	-1.20	0.60	0.50
F	Frenatura impalcato	L11	1.35	-1.35	0.00	0.00
T	Salto termico muri spalla	L12	1.20	-1.20	0.60	0.50
E	Sisma Long – masse della spalla	L13	1.00	1.00	---	---
E	Sisma Long - Impalcato	L14	1.00	1.00	---	---
E	Sisma Long – delta spinta del terreno	L15÷L16	1.00	1.00	---	---
E	Sisma Trasv – masse della spalla	L17	1.00	1.00	---	---
E	Sisma Trasv - Impalcato	L18	1.00	1.00	---	---
E	Sisma Trasv – delta spinta del terreno	L19,L21	1.00	1.00	---	---
E	Sisma Vert – masse della spalla e del terreno intercluso	L22	1.00	-1.00	---	---

Le combinazioni di carico da considerare sono quelle desunte dalla vigente Normativa (Tabella 5.1.V relativa ai coefficienti  $\gamma$  di combinazione e 5.1.VI delle NTC 2008 relativa ai coefficienti  $\psi$  di concomitanza).

Stati Limite d'Esercizio

Combinazioni SLE	Azioni					
	G1	G2	Qk	Tk	Wk	Fk
SLE Rara Traffico principale (gruppo 1)	1.0	1.0	<b>1.0</b>	0.6	0.6	0.00
SLE Rara Traffico principale (gruppo 2a)	1.0	1.0	0.75	0.6	0.6	<b>1.0</b>
SLE Rara Termica principale	1.0	1.0	0.75	<b>1.0</b>	0.6	0.0
SLE Rara Vento Principale	1.0	1.0	0.75	0.6	<b>1.0</b>	0.0

Stato Limite Ultimo – A1 STR

Combinazioni SLU	Azioni					
	G1	G2	Qk	Tk	Wk	Fk
SLU STR Traffico principale (gruppo 1)	1.35	1.50	<b>1.35</b>	1.20*0.6	1.50*0.6	0.00
SLU STR Traffico principale (gruppo 2a)	1.35	1.50	1.35*0.75	1.20*0.6	1.50*0.6	<b>1.35</b>
SLU STR Termica principale	1.35	1.50	1.35*0.75	<b>1.20</b>	1.50*0.6	0.0
SLU STR Vento Principale	1.35	1.50	1.35*0.75	1.20*0.6	<b>1.50</b>	0.0
NOTA: spinta delle terre con coefficiente $\gamma_{M1} = 1.00$ (A1-M1) sull'angolo d'attrito						

Stati Limite Ultimi – A1 STR – Scenario sismico

Combinazioni SLU	G1	G2	Qk	Tk	Wk	Fk	E <sub>long</sub>	E <sub>trasv</sub>	E <sub>vert</sub>
100% E <sub>Long</sub> 30% E <sub>Trasv</sub> ±30% E <sub>Vert</sub>	1.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.30	±0.3
30% E <sub>Long</sub> 100% E <sub>Trasv</sub> ±30% E <sub>Vert</sub>	1.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.30	1.00	±0.3
30% E <sub>Long</sub> 30% E <sub>Trasv</sub> ±100% E <sub>Vert</sub>	1.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.30	0.30	±1.00
NOTA: spinta delle terre con coefficiente $\gamma_{M1} = 1.00$ (A1-M1) sull'angolo d'attrito									

Le azioni definite nelle precedenti tabelle sono le seguenti:

- G1: valore caratteristico dei pesi propri strutturali (spalla, terreno e impalcato) e della spinta del terrapieno;
- G2: valore caratteristico dei carichi permanenti portati (su impalcato);
- Qk: valore caratteristico delle azioni legate al transito dei carichi mobili (gruppi di carico);
- Tk: valore caratteristico delle azioni dovute agli effetti termici ;

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
16 di 130

- $W_k$ : valore caratteristico delle azioni da vento;
- $F_k$ : valore caratteristico delle azioni da frenatura su impalcato
- $E_{Long}$ ,  $E_{Trasv}$ ,  $E_{vert}$ : azione sismica orizzontale (longitudinale e trasversale) e verticale.

L'azione sismica, come prescritto dalle NTC 2008, assume delle componenti spaziali variabili, considerando il 100% dell'azione spettrale allo S.L.V. in una direzione, con concomitante azione al 30% nelle altre 2 direzioni.

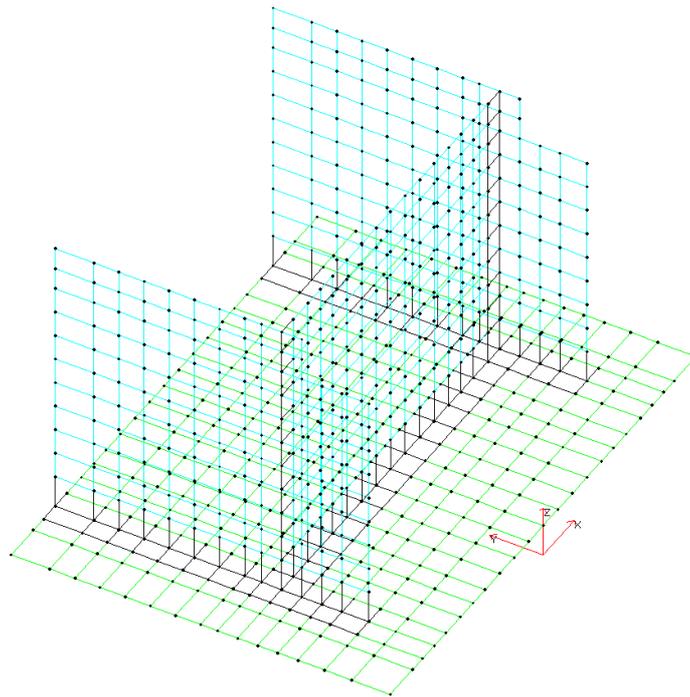
L'azione di scuotimento verticale viene considerata sia verso il basso (col simbolo +), sia verso l'alto (col simbolo -).

## 6 MODELLO DI CALCOLO

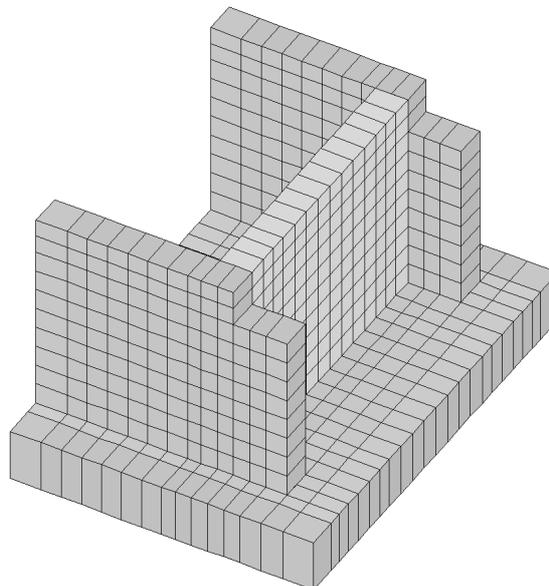
Le sollecitazioni agenti nel plinto di fondazione della spalla e nelle elevazioni sono ricavate da un modello di calcolo a shell element che discretizza l'intero corpo spalla.

### 6.1 Descrizione del modello di calcolo

Il modello è costituito da 780 shell elements e da 829 nodi.



(vista tridimensionale della mesh)

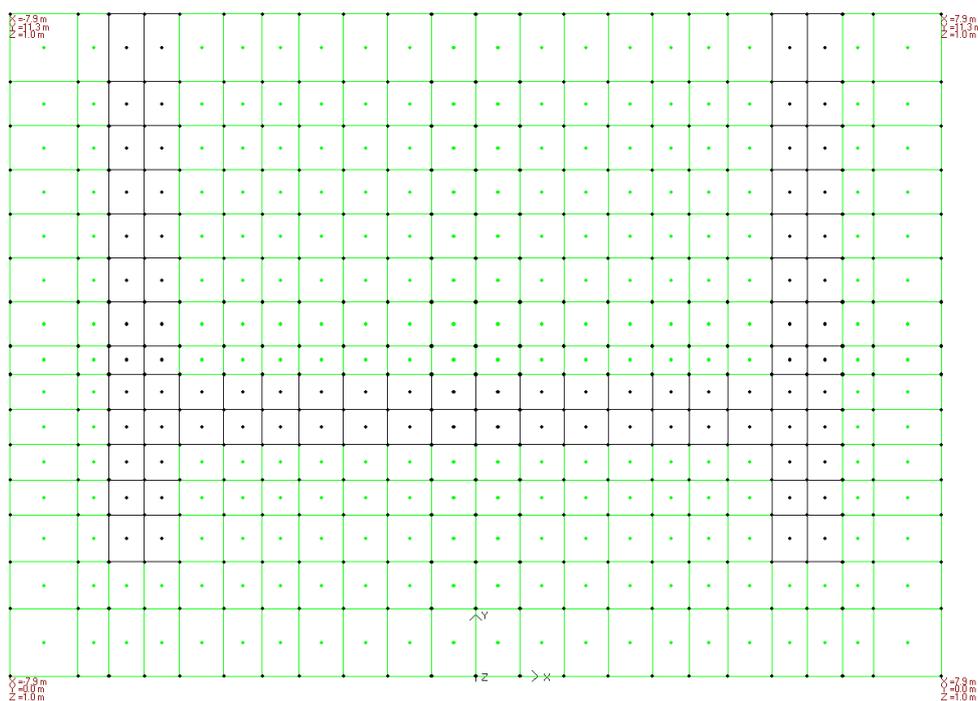


(rendering della mesh)

Il modello discretizza fedelmente la geometria della spalla B, ovvero la spalla più alta del cavalcaferrovia.

Agli shell del plinto di fondazione si assegna:

- $E = 31476 \text{ N/mm}^2$       modulo elastico E  
 $s = 2.00 \text{ m}$               spessore dello shell  
 $\nu = 0.15$                   coefficiente di Poisson  
 $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$       peso specifico del calcestruzzo



(shell della fondazione)

Agli shell dei muri andatori e del muro frontale si assegna:

- $E = 33346 \text{ N/mm}^2$       modulo elastico E  
 $s = 1.20 \text{ m}$               spessore dello shell  
 $\nu = 0.15$                   coefficiente di Poisson  
 $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$       peso specifico del calcestruzzo



Doc. N.

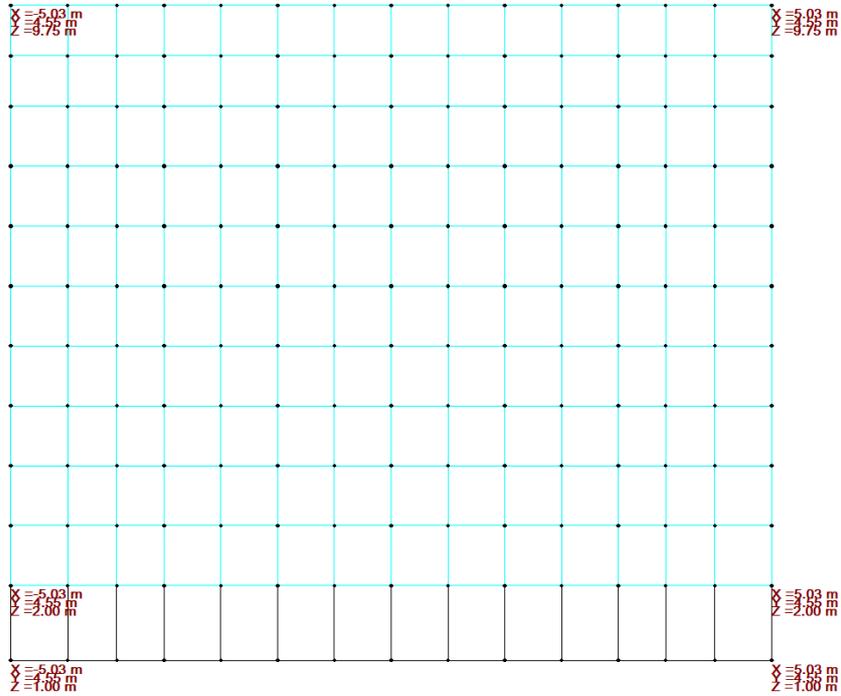
Progetto  
INOR

Lotto  
11

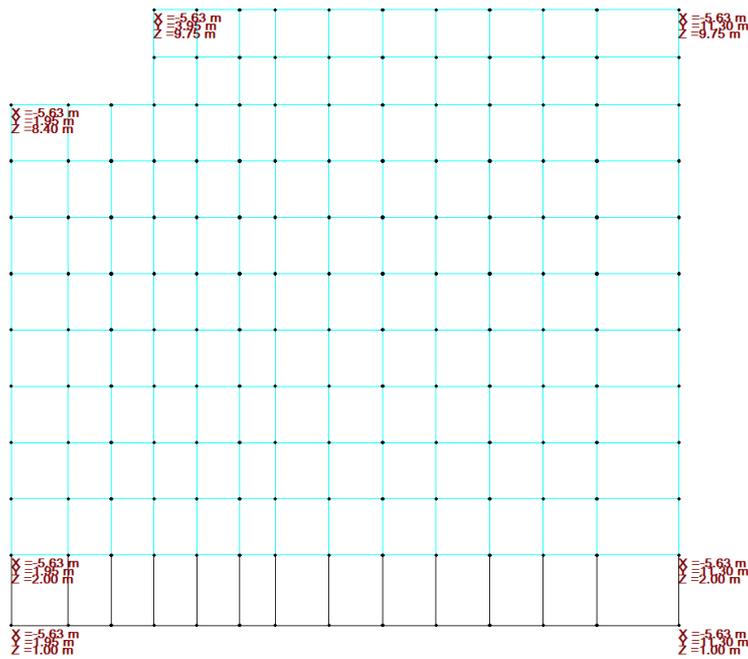
Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
19 di 130



(shell del muro frontale)



(shell del muro andatore)

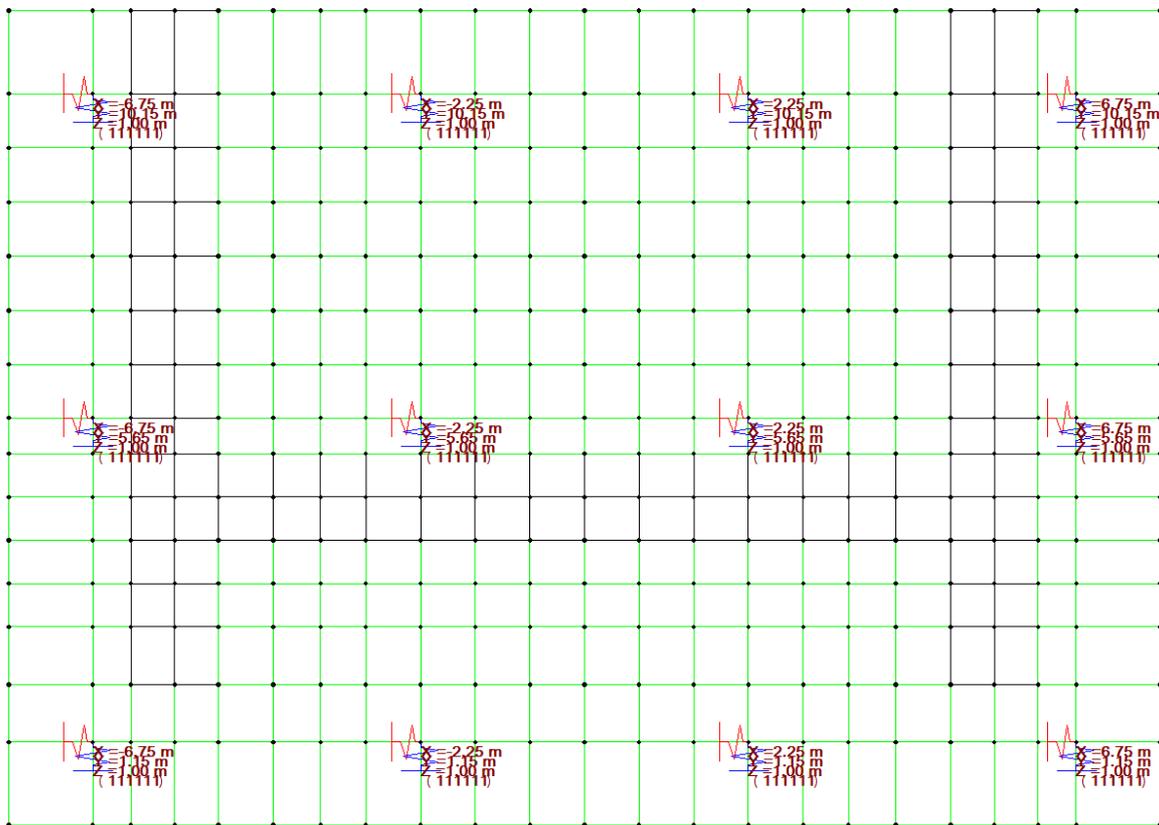


Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV35A6 001	Rev. B	Foglio 20 di 130
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

L'interazione pali/plinto viene simulata attribuendo ai nodi ubicati in corrispondenza dei pali molle elastiche di rigidezza 500 kN/mm. La rigidezza delle molle è stata tarata assumendo:

- cedimento del palo sotto un carico di 5000 kN = 10 mm

Si è appurato che i risultati del calcolo (in termini di sollecitazioni flettenti agenti nel plinto di fondazione) risultano poco dipendenti dal parametro in esame.



## 6.2 Carichi applicati al modello

### L1: Peso proprio spalla

Il peso proprio della spalla viene assunto in automatico dal programma di calcolo operando con  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### L2: Peso del terreno

Il peso del terreno intercluso viene inserito tramite delle pressioni uniformi sugli shell pari a:

$$p = 20 \text{ kN/m}^3 * 7.75 \text{ m} = 155 \text{ kN/m}^2$$

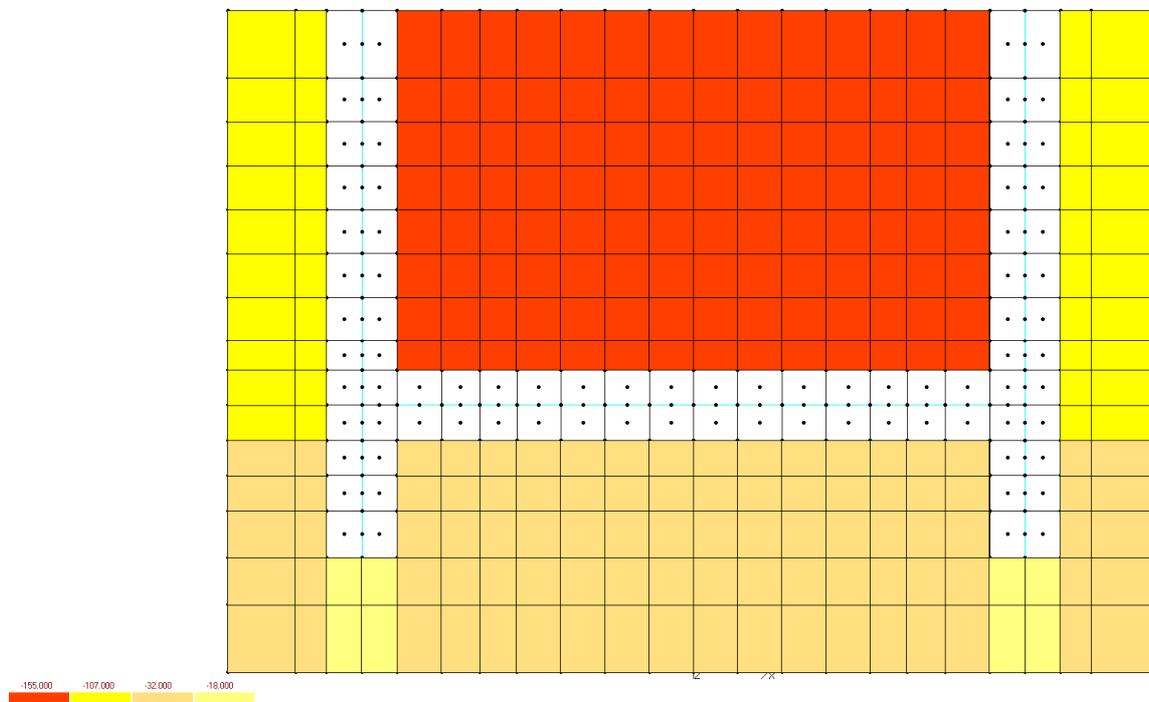
Il peso dei coni laterali del rilevato viene inserito tramite pressioni uniformi sugli shell pari a:

$$p = 20 \text{ kN/m}^3 * 5.35 \text{ m} = 107 \text{ kN/m}^2 \text{ (altezza media del terreno sugli shell da muro frontale a filo posteriore fondazione)}$$

$$p = 20 \text{ kN/m}^3 * 1.60 \text{ m} = 32 \text{ kN/m}^2 \text{ (altezza media del terreno sugli shell da muro frontale a filo anteriore fondazione)}$$

$$p = 20 \text{ kN/m}^3 * 0.90 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}^2 \text{ (altezza media del terreno sugli shell da testata ellittica a filo anteriore fondazione)}$$

Loading 2: Peso terreno di riempimento



### L3: Spinta delle terre

Si considera il coefficiente di spinta a riposo pari a  $k_0 = 1 - \sin\phi = 0.357$  ( $\phi = 40^\circ$ ) e un peso specifico del terreno pari a  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ .

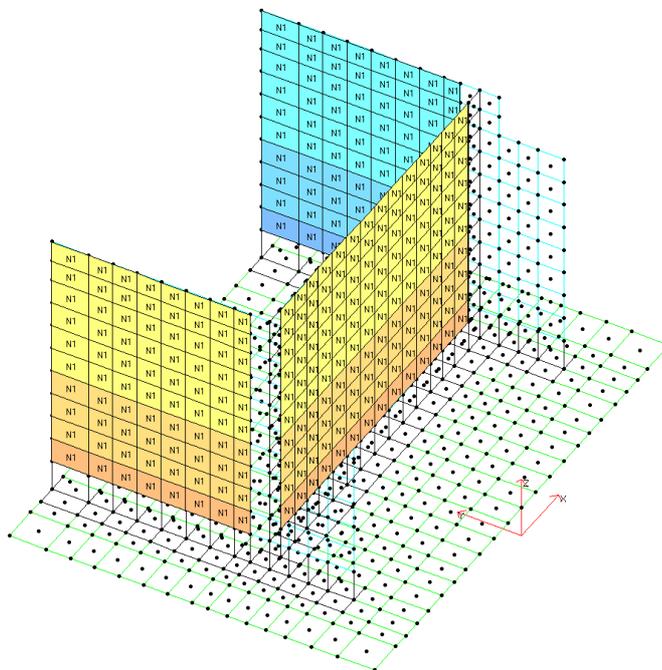
Si applica agli shell del muro frontale e dei muri andatori una pressione trapezoidale avente:

$$p_1 = 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (top dei muri)}$$

$$p_2 = 0.357 * 20 * 7.75 = 55.37 \text{ kN/m}^2 \text{ (a base muri)}$$

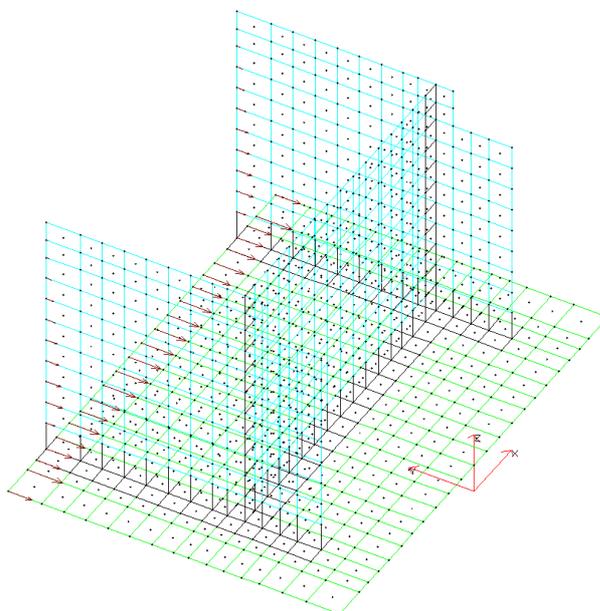
Si applica altresì, tramite l'introduzione di opportuni carichi nodali, la quota parte di spinta delle terre agente sullo spessore del plinto di fondazione e sulla faccia posteriore dei muri andatori.

Loading 3: Spinta delle terre



(load 3: spinta delle terre – pressioni sugli shell)

Loading 3: Spinta delle terre



(load 3: spinta delle terre – carichi nodali)

**L4: Spinta delle terre da sovraccarico su rilevato**

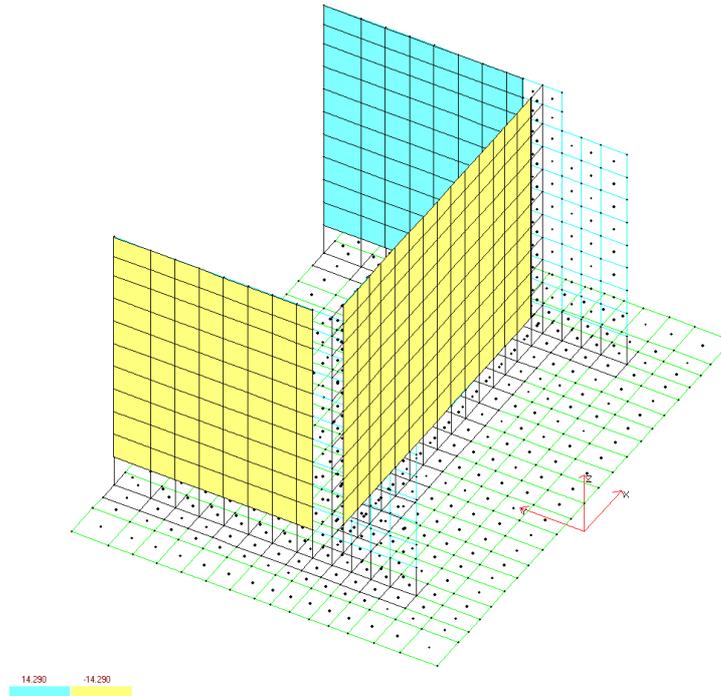
Si considera un sovraccarico su rilevato pari a  $q = 40 \text{ kN/m}^2$ .

Si applica agli shell del muro frontale e dei muri andatori una pressione costante pari a:

$$p_1 = 0.357 \cdot 40 = 14.29 \text{ kN/m}^2$$

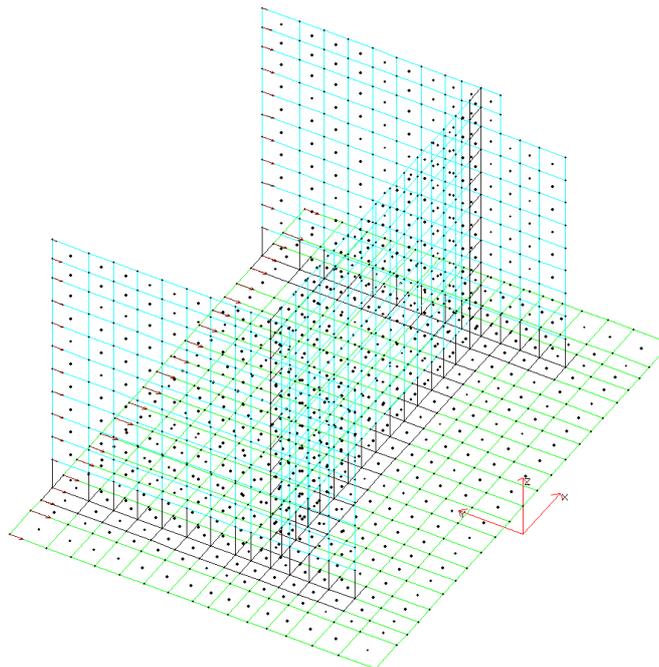
Si applica altresì, tramite l'introduzione di opportuni carichi nodali, la quota parte di spinta da sovraccarico agente sullo spessore del plinto di fondazione e sulla faccia posteriore dei muri andatori.

Loading 4: Sovrappinta delle terre da sovraccarico su rilevato



(load 4: spinta delle terre da sovraccarico – pressioni sugli shell)

Loading 4: Sovrappinta delle terre da sovraccarico su rilevato



(load 4: spinta delle terre da sovraccarico – carichi nodali)

L5: Reazione da peso proprio impalcato

Il peso proprio dell'impalcato metallico è pari a 50.63 kN/m

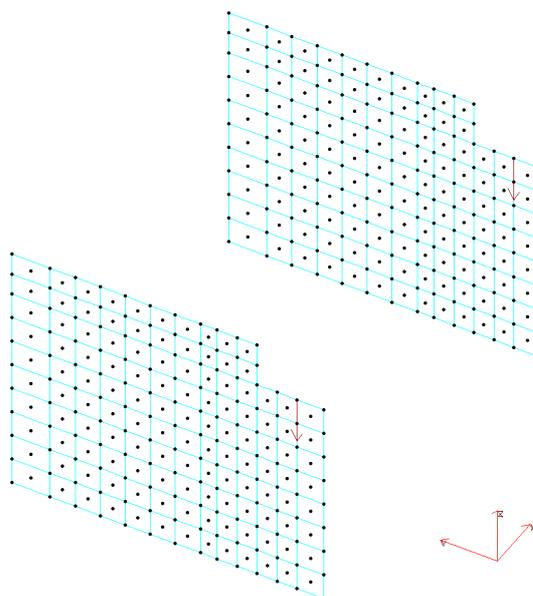
Il peso proprio della soletta in calcestruzzo è pari a 64.70 kN/m

Il peso strutturale di pertinenza della singola trave metallica risulta pari a  $(50.63+64.70)/2 = 57.66$  kN/m

Sul singolo appoggio si considera pertanto una reazione verticale pari a:

$$R_z = 57.66 \text{ kN/m} * 58.60 \text{ m} / 2 = 1690 \text{ kN}$$

Loading 5: Reazione da peso proprio impalcato



(load 5: peso proprio impalcato - carichi nodali)

L6: Reazione da permanenti impalcato

Il peso dei permanenti portati (cordoli + barriere + parapetto + pavimentazione) è pari a 41.45 kN/m

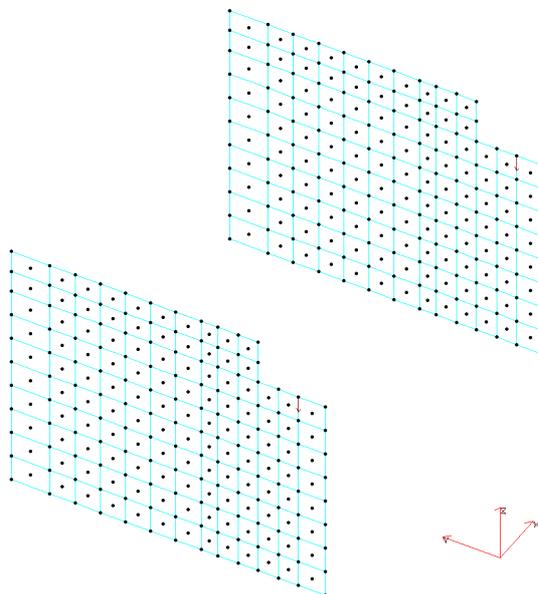
Il peso dei permanenti portati di pertinenza della singola trave metallica risulta pari a  $41.45/2 = 20.73$  kN/m

Sul singolo appoggio si considera pertanto una reazione verticale pari a:

$$R_z = 20.73 \text{ kN/m} * 58.60 \text{ m} / 2 = 607.4 \text{ kN}$$



Load 6: Reazione da permanenti impalcato



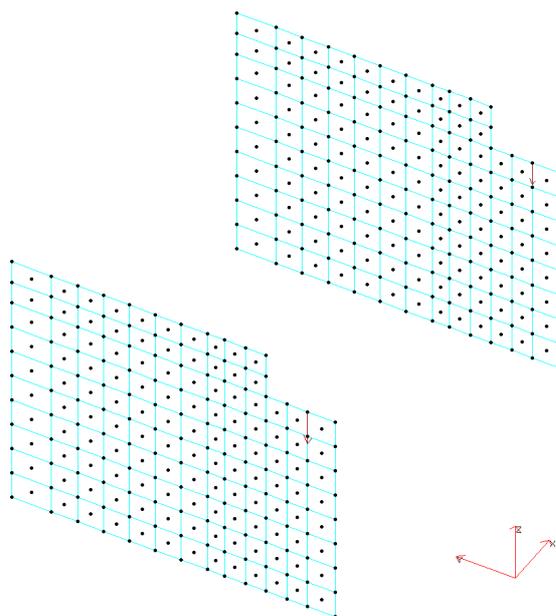
(load 6: permanenti impalcato - carichi nodali)

#### L7: Reazione da traffico su impalcato

Le reazioni da carichi accidentali agenti sull'impalcato (carichi tandem + carichi distribuiti) sono state calcolate nel paragrafo 4.2 e valgono:

$R_{1,z} = 1258.6$  kN reazione da carico mobile sull'appoggio più caricato

$R_{2,z} = 841.2$  kN reazione da carico mobile sull'appoggio meno caricato



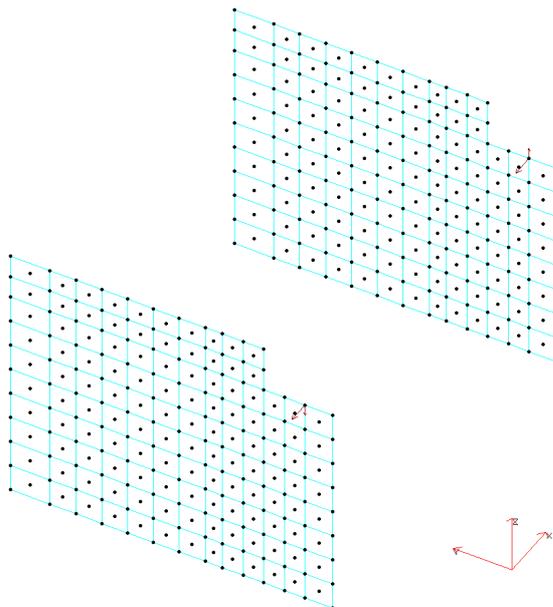
(load 7: traffico su impalcato - carichi nodali)

L9: Reazione da vento sull'impalcato

Le reazioni da vento agente sull'impalcato sono state calcolate nel paragrafo 4.2 e valgono:

$R_x = 153.5 \text{ kN}$  reazione trasversale sul singolo appoggio

$R_z = \pm 77.8 \text{ kN}$  reazione verticale sul singolo appoggio



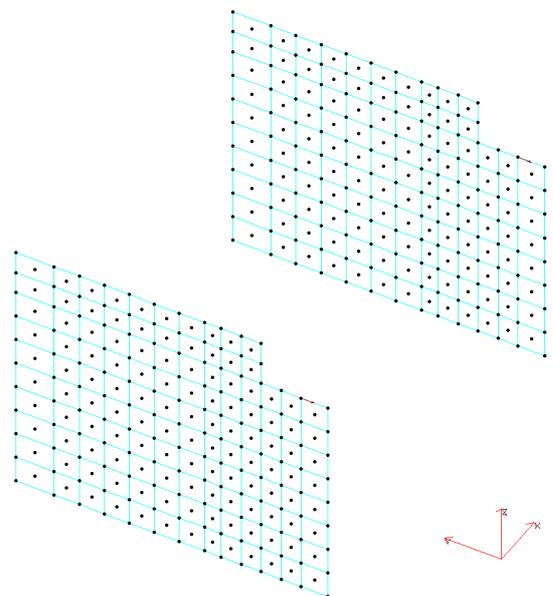
(load 9: vento su impalcato - carichi nodali)

L10: Termica su impalcato

Le reazioni da termica agente sull'impalcato sono state calcolate nel paragrafo 4.2 e valgono:

$R_y = 63 \text{ kN}$  reazione longitudinale sul singolo appoggio

Loading 10: Reazione da deflet impalcato



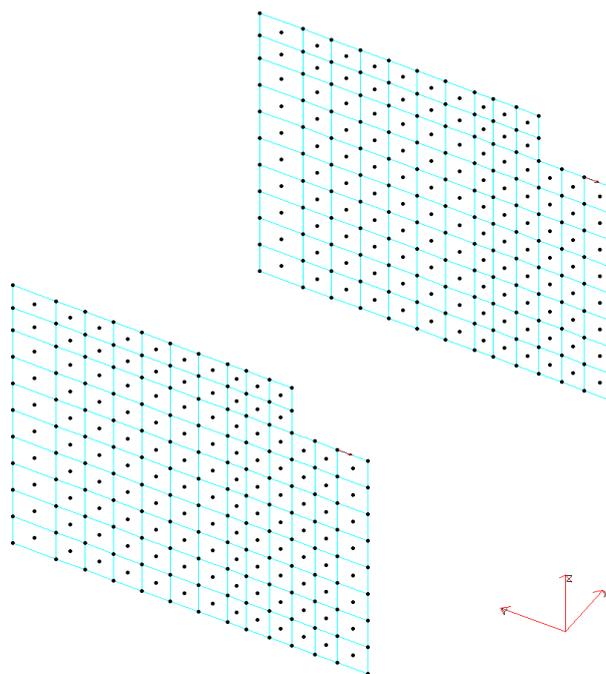
(load 10: termica su impalcato - carichi nodali)

L11: Frenatura su impalcato

Le reazioni da frenatura agente sull'impalcato sono state calcolate nel paragrafo 4.2 e valgono:

$R_y = 88.5 \text{ kN}$  sul singolo appoggio

>Loading 11: Reazione da frenatura impalcato

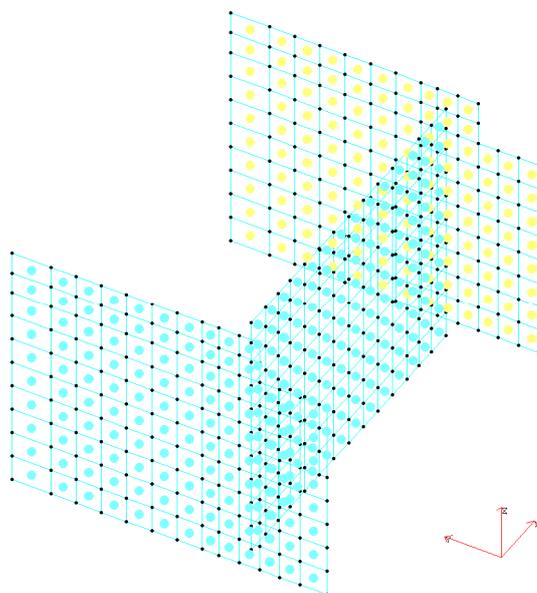


(load 11: frenatura su impalcato - carichi nodali)

L12: Salto termico di 5°C sulle elevazioni

Si applica agli shell delle elevazioni un salto termico (interno/esterno) di 5°C.

>Loading 12: Salto Termico - Impalcato



(load 12: salto termico sulle elevazioni)

### L13: Sisma Longitudinale – Oscillazione delle masse strutturali della spalla

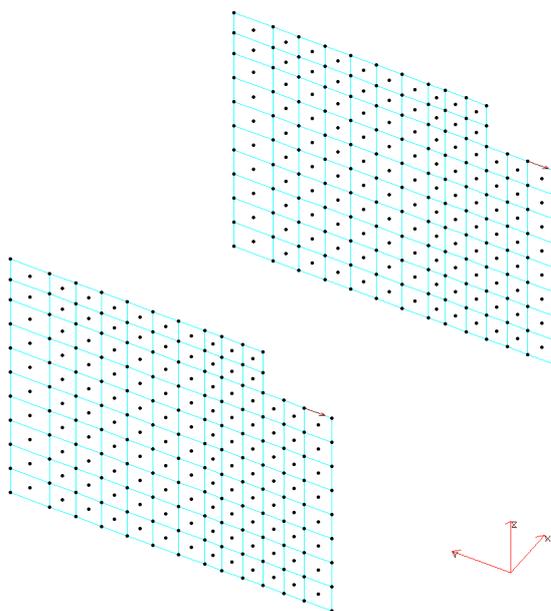
Si opera con un carico gravitazionale agente in direzione Y, applicando il coefficiente  $k_h = 0.362$ .

### L14: Sisma Longitudinale impalcato

Le reazioni derivanti dal sisma longitudinale sull'impalcato sono state calcolate nel paragrafo 4.2 e valgono:

$R_y = 592$  kN sul singolo appoggio

Load 14: Sisma Longitudinale



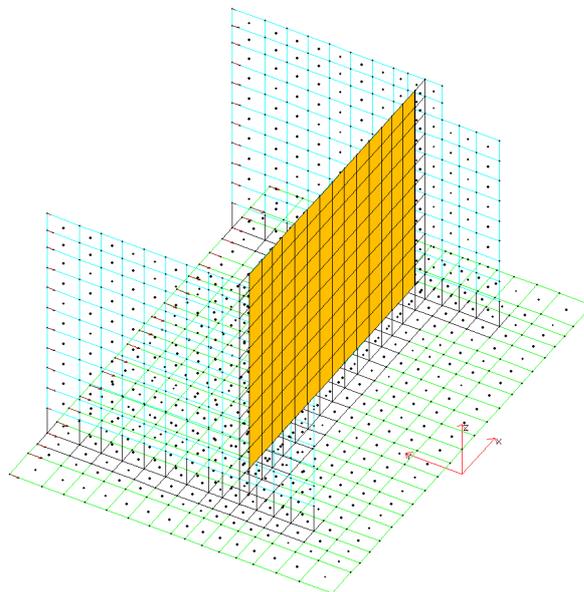
(load 14: sisma longitudinale - impalcato)

### L15: Sisma Longitudinale delta spinta del terreno (calcolo plinto)

Per il calcolo del plinto si considera:

- l'oscillazione del terreno intercluso  $W = 6.15 \text{ m} * 10.05 \text{ m} * 7.75 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 * 0.362 = 3468$  kN, inserita tramite una pressione uniforme sul muro frontale pari a  $q = 44.53 \text{ kN/m}^2$
- il delta spinta del terreno calcolato con la formulazione di Wood per cui si ricava una pressione sismica del terreno pari a  $q = 0.362 * 20 \text{ kN/m}^3 * (7.75 \text{ m} + 2.00 \text{ m}) = 70.59 \text{ kN/m}^2$ . Tale spinta viene inserita in parte come pressione uniforme sugli shell del muro frontale ( $q = 70.59 \text{ kN/m}^2$ ) ed in parte come carichi nodali sui nodi degli shell di fondazione e sui nodi degli shell del muro andatore.

Loading 15: Sisma Long Delta spinta (Plinto)



-115.120

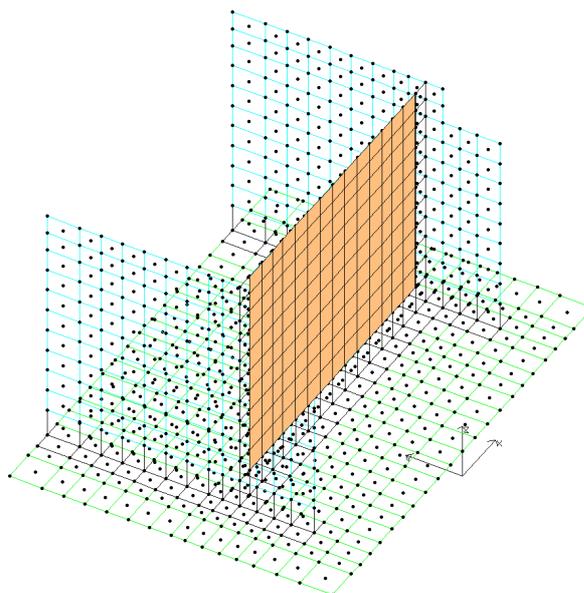
(load 15: sisma longitudinale – delta spinta del terreno calcolo plinto)

L16: Sisma Longitudinale delta spinta del terreno (calcolo muro frontale)

Per il calcolo del muro frontale si considera:

- il delta spinta del terreno calcolato con la formulazione di Wood per una spinta sismica complessiva pari a  $P = 0.362 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 7.75 \text{ m}^2 \cdot 10.05 \text{ m} = 4370 \text{ kN}$ . Tale spinta viene inserita come pressione uniforme sugli shell del muro frontale ( $q = 56.11 \text{ kN/m}^2$ )

Loading 16: Sisma Long Delta spinta (MuroFrontale)



56.110

(load 16: sisma longitudinale – delta spinta del terreno calcolo muro frontale)

L17: Sisma Trasversale – Oscillazione delle masse strutturali della spalla

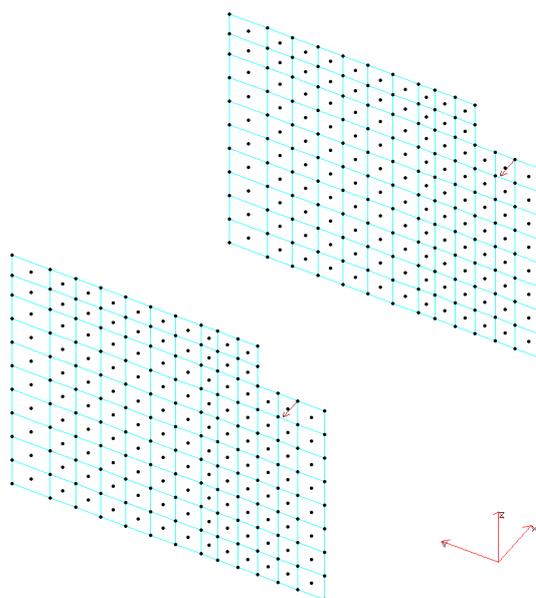
Si opera con un carico gravitazionale agente in direzione X, applicando il coefficiente  $k_h = 0.362$ .

L18: Sisma Trasversale impalcato

Le reazioni derivanti dal sisma trasversale sull'impalcato sono state calcolate nel paragrafo 4.2 e valgono:

$R_x = 626.4$  kN sul singolo appoggio

Loading 18 Sisma Trans - Impalcato



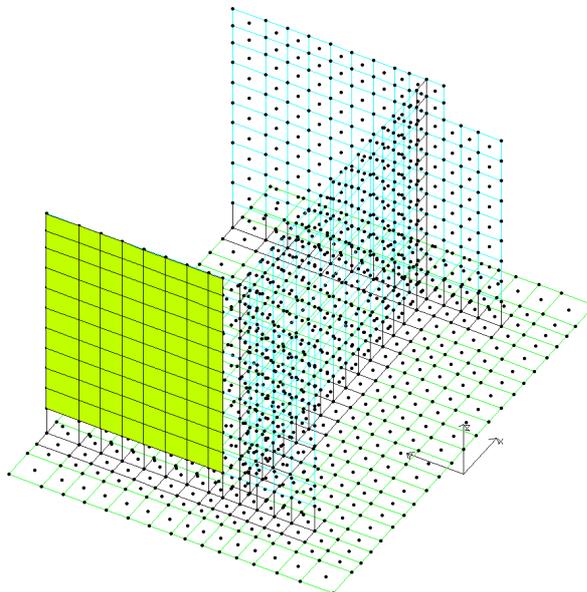
(load 18: sisma trasversale - impalcato)

L19: Sisma Trasversale delta spinta del terreno (calcolo plinto)

Per il calcolo del plinto si considera:

- l'oscillazione del terreno intercluso  $W = 6.15 \text{ m} * 10.05 \text{ m} * 7.75 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 * 0.362 = 3468$  kN, inserita tramite una pressione uniforme sul muro andatore pari a  $q = 72.76 \text{ kN/m}^2$

Loading 19: SismaTrasv-Delta spinta (Pinto)



-72.768

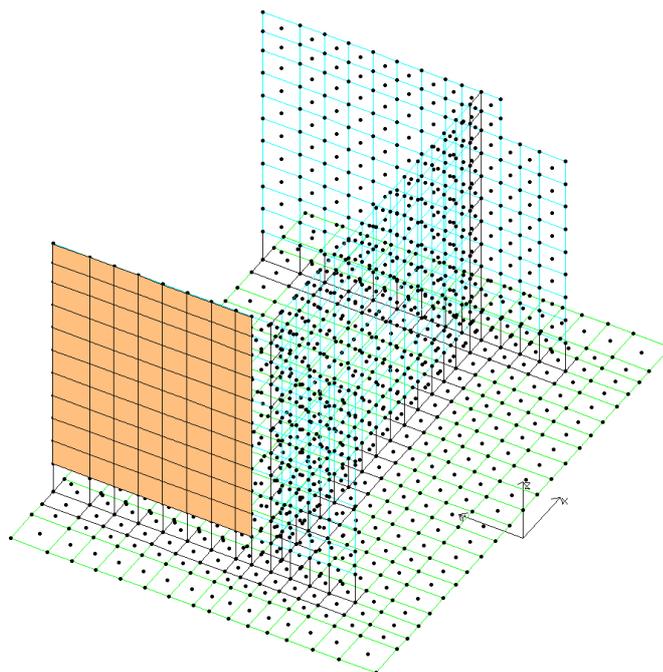
(load 19: sisma trasversale – delta spinta del terreno calcolo plinto)

L21: Sisma Trasversale delta spinta del terreno (calcolo muro andatore)

Per il calcolo del muro andatore si considera:

- il delta spinta del terreno calcolato con la formulazione di Wood per una spinta sismica complessiva pari a  $P = 0.362 * 20 \text{ kN/m}^3 * 7.75 \text{ m}^2 * 6.15 \text{ m} = 2674.3 \text{ kN}$ . Tale spinta viene inserita come pressione uniforme sugli shell del muro andatore ( $q = 56.11 \text{ kN/m}^2$ )

Loading 21: SismaTrasv-Delta spinta (MuroAndatore)



56.110

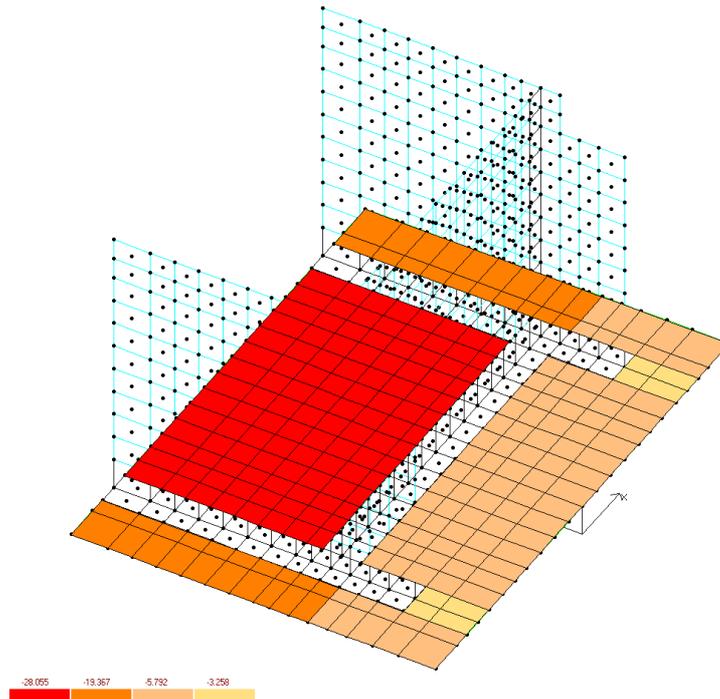
(load 21: sisma trasversale – delta spinta del terreno calcolo muro andatore)

L22: Sisma Verticale – Oscillazione delle masse strutturali e del terreno

Si opera con un carico gravitazionale agente in direzione Z, applicando il coefficiente  $k_v = 0.181$ .

Il coefficiente  $k_v = 0.181$  viene altresì applicato anche al peso del terreno presente sopra il plinto di fondazione (di cui al loading 2).

Loading 22: Sisma Vert - Masse spalla e terreno



(load 22: sisma verticale – oscillazione delle masse strutturali e del terreno sul plinto)

## 7 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI RESISTENZA

Nel seguito si riportano le sollecitazioni di verifica e le principali verifiche di resistenza delle membrature della spalla in oggetto.

### 7.1 Plinto di fondazione

Plinto di fondazione: momento longitudinale massimo positivo (intradosso teso)

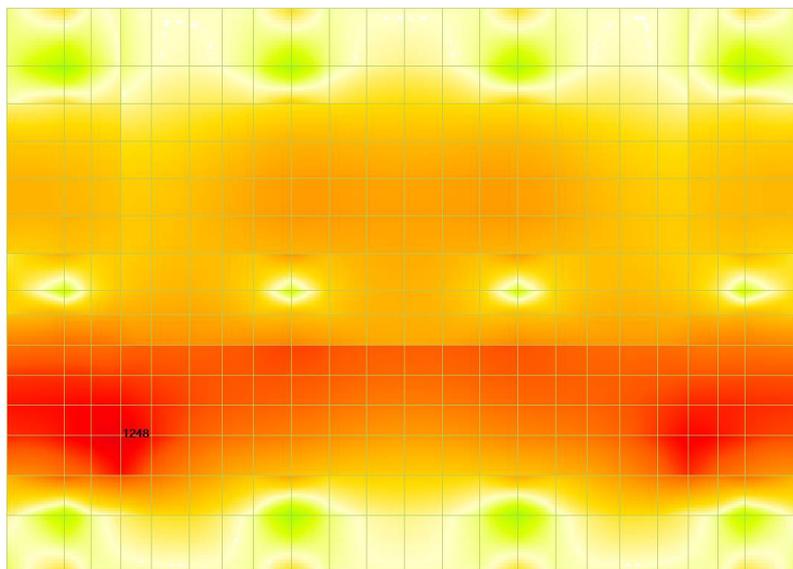
Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLE-1-Rare:  $m_1 = 1248 \text{ kN.m/m}$  (L1+L2+L3+L4+L5+L6+L7+0.6L9+0.6L10-0.6L12)

SLU-SIS:  $m_1 = 1970 \text{ kN.m/m}$  (L1+L2+L3+L5+L6+0.5L10-0.5L12+L13+L14+L15+0.3L17+0.3L18+0.3L19+0.3L22)

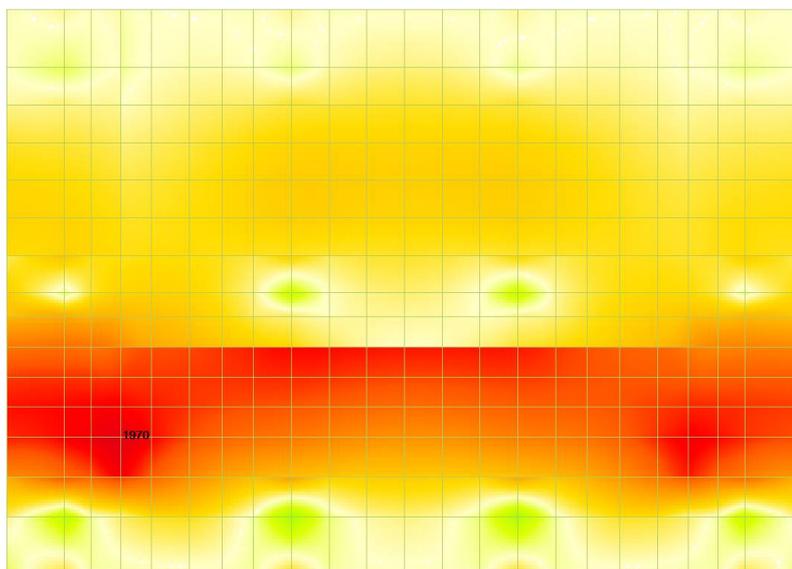
Combine 1; M1 (KN.m) /m



SLE-1-Rara: momento longitudinale massimo positivo (intradosso teso)



Combine 1; M1 (KN.m) /m



SLU-SIS-LONG: momento longitudinale massimo positivo (intradosso teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il plinto è armato in direzione longitudinale come nel seguito descritto:

- armatura inferiore 1° strato  $\phi 25/20$
- armatura inferiore 2° strato  $\phi 25/20$
- armatura superiore  $\phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 25$  mm posizionati a 7.2 cm da intradosso

5  $\phi 25$  mm posizionati a 12.2 cm da intradosso

5  $\phi 22$  mm posizionati a 193.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 6809.4 (mm<sup>2</sup>) a 60.8 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

SLE-1-Rara

Momento = 1248.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.90 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **146.48** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 44.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 176.0 (cm)

SLU-SIS

Momento = 1970.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.58 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **231.22** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 44.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 176.0 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14$  (N/mm<sup>2</sup>)  
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:  
 $\alpha_e = E_s / E_{cls} = 210000 / 31476 = 6.67$   
 $k_1 = 0.6/0.4$  (carichi di breve/lunga durata)  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata)  
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$  (0.5 nel caso di flessione)  
 $k_3 = 3.4$   
 $k_4 = 0.425$

SLE-1-Rara

Momento di progetto M = 1248.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 20953.32$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 758679.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.78$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1621.65$  (KN.m) > **1248.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 31476.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 30.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud} = 0.9$   $\epsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$



Coefficiente di sicurezza acciaio

$\gamma_s = 1.150$

Termine di lunga durata

$\alpha_{cc} = 0.850$

Rapporto resistenza cilindrica/cubica

$f_{ck}/R_{ck} = 0.833$

Resistenza di progetto calcestruzzo

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$

Resistenza di progetto dell'acciaio

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

Resistenze di progettoCalcestruzzo = 14.17 (N/mm<sup>2</sup>)Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SISMomento di Progetto  $M_d$  = 1970.0 (KN.m)Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.8 (cm)

Momento di Rottura  $M_r$  = 3550.3 (KN.m)

Rottura nel Dominio 3

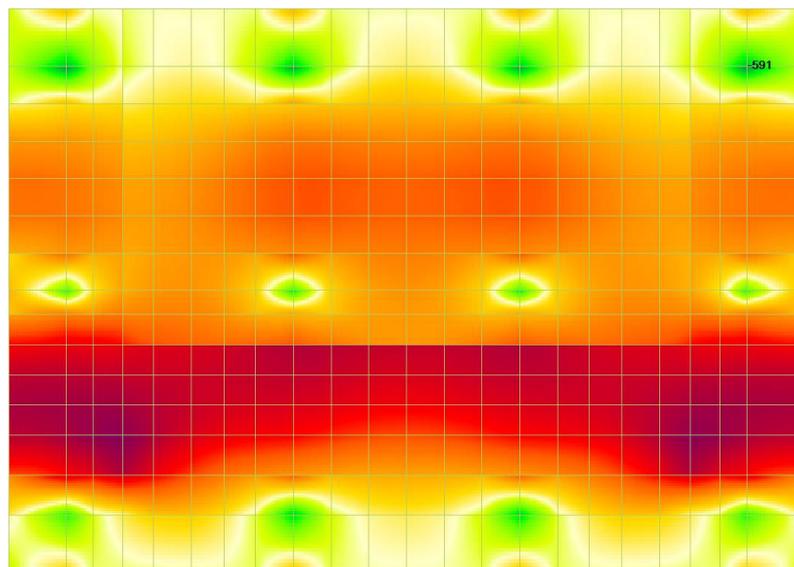
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.802Plinto di fondazione: momento longitudinale massimo negativo (estradosso teso)

Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLE-2-Rare:  $m_1 = -591$  kN.m/m (L1+L2+L3+L5+L6+0.75\*L7-0.6L9-0.6L10-L11+0.6L12)SLU-SIS:  $m_1 = -829$  kN.m/m (L1+L2+L3+L5+L6-0.5L10+0.5L12-0.3L13-0.3L14-L17-L18-L19+0.3L22)

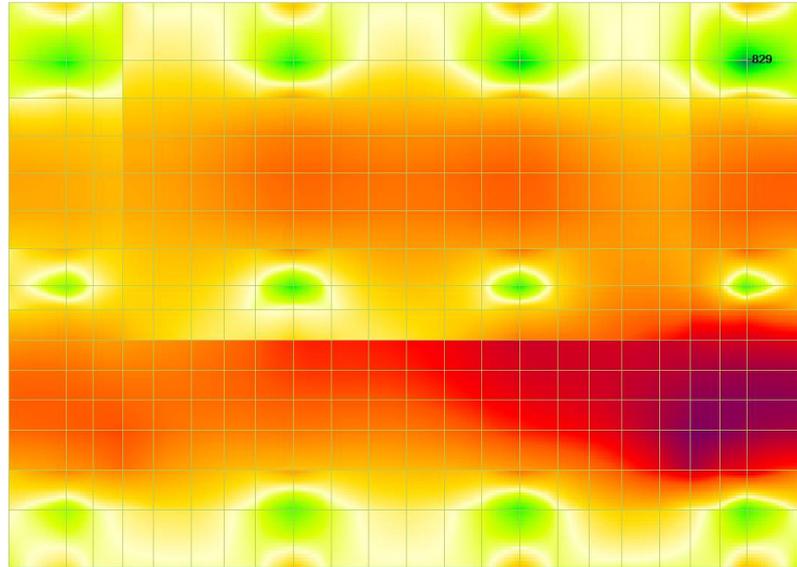
Combine 1: M1 (KN.m) /m



1083 963 842 722 602 481 361 241 120 -72 -145 -217 -290 -362 -434 -507 -579 -651

SLE-2-Rara: momento longitudinale massimo negativo (estradosso teso)

Combine 1; M1 (KN.m) /m

SLU-SIS-TRASV: momento longitudinale massimo negativo (estradosso teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il plinto è armato in direzione longitudinale come nel seguito descritto:

- armatura inferiore 1° strato  $\phi 25/20$
- armatura inferiore 2° strato  $\phi 25/20$
- armatura superiore  $\phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
 h2 200.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 25$  mm posizionati a 7.2 cm da intradosso  
 5  $\phi 25$  mm posizionati a 12.2 cm da intradosso  
 5  $\phi 22$  mm posizionati a 193.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 6809.4 (mm<sup>2</sup>) a 60.8 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

SLE-2-Rare

Momento = -591.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.79 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **168.96** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.5 (cm)  
Braccio di leva interno = 184.3 (cm)

SLU-SIS

Momento = -829.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.51 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **237.01** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.5 (cm)  
Braccio di leva interno = 184.3 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14$  (N/mm<sup>2</sup>)  
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:  
 $\alpha_e = E_s / E_{ct,s} = 210000 / 31476 = 6.67$   
 $k_1 = 0.6/0.4$  (carichi di breve/lunga durata)  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata)  
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$  (0.5 nel caso di flessione)  
 $k_3 = 3.4$   
 $k_4 = 0.425$

SLE-2-Rare

Momento di progetto M = -591.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 20953.32$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 732109.40$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.78$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1564.86$  (KN.m) > **-591.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 31476.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 30.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud} = 0.9$   $\epsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
39 di 130

Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$   
 Termine di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.850$   
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica  $f_{ck}/R_{ck} = 0.833$   
 Resistenza di progetto calcestruzzo  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$   
 Resistenza di progetto dell'acciaio  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.17 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d = -829.0$  (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d = 0.0$  (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.9 (cm)  
 Momento di Rottura  $M_r = -1448.1$  (KN.m)  
 Rottura nel Dominio 2  
 Rapporto  $M_r/M_d = 1.747$

Plinto di fondazione: momento trasversale massimo positivo (intradosso teso)

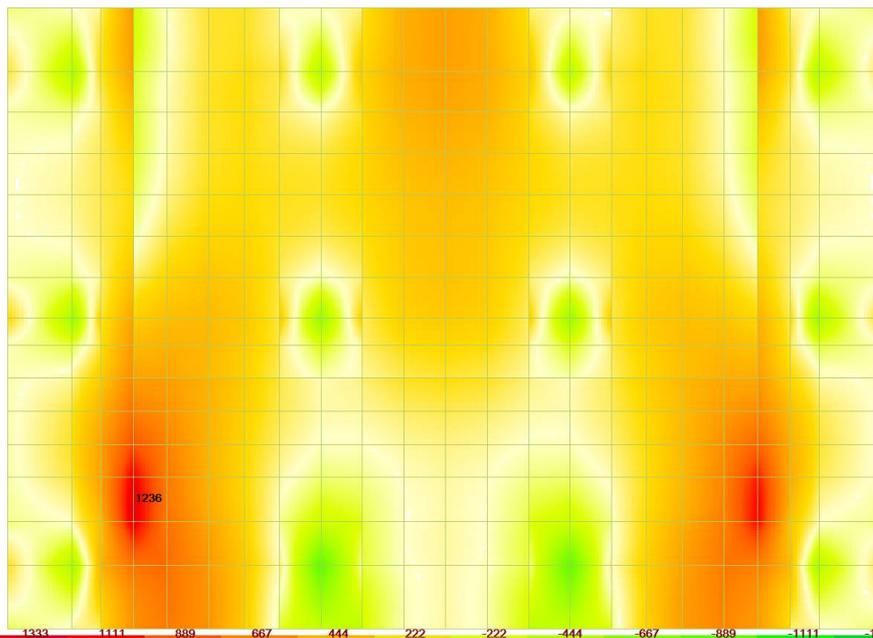
Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLE-1-Rare:  $m_2 = 1236$  kN.m/m (L1+L2+L3+L4+L5+L6+L7+0.6L9+0.6L10-0.6L12)

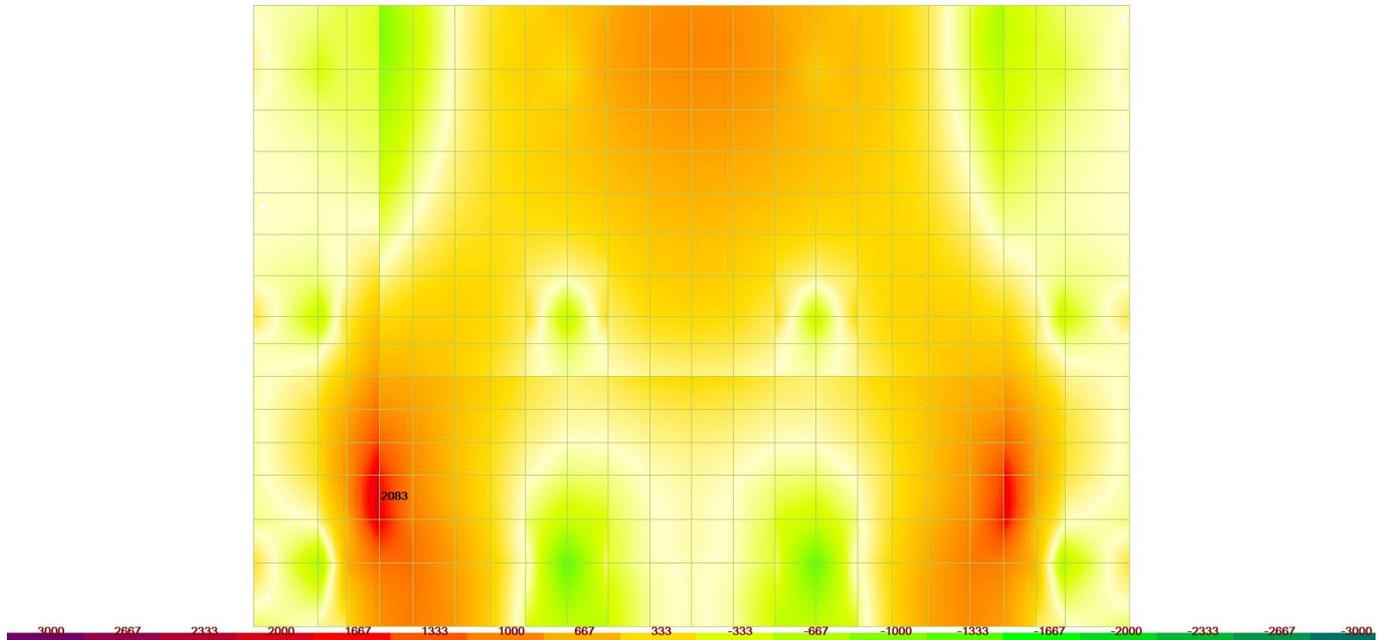
SLU-SIS:  $m_2 = 2083$  kN.m/m (L1+L2+L3+L5+L6+0.5L10-0.5L12+L13+L14+L15+0.3L17+0.3L18+0.3L19+0.3L22)

Combine 1: M2 (KN.m) /m



SLE-1-Rara: momento trasversale massimo positivo (intradosso teso)

Combine 1; M2 (KN.m) /m



SLU-SIS-LONG: momento trasversale massimo positivo (intradosso teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il plinto è armato in direzione trasversale come nel seguito descritto:

- armatura inferiore 1° strato  $\phi 25/20$
- armatura inferiore 2° strato  $\phi 25/20$
- armatura superiore  $\phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
 h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 25$  mm posizionati a 9.7 cm da intradosso  
 5  $\phi 25$  mm posizionati a 14.7 cm da intradosso  
 5  $\phi 22$  mm posizionati a 190.8 cm da intradosso

Area armatura normale = 6809.4 (mm<sup>2</sup>) a 62.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

SLE-1-Rare

Momento = 1236.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.94 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **147.41** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 43.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 173.8 (cm)

SLU-SIS

Momento = 2083.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.96 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **248.43** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 43.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 173.8 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14$  (N/mm<sup>2</sup>)

coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$$\alpha_e = E_s / E_{ct,s} = 210000 / 31476 = 6.67$$

$$k_1 = 0.6/0.4 \quad (\text{carichi di breve/lunga durata})$$

$$k_1 = 0.8 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata})$$

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione})$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

SLE-1-Rare

Momento di progetto  $M = 1236.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 20953.32$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 754091.80$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.73$  cm )

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1611.85$  (KN.m) > **1236.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 31476.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 30.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud} = 0.9$   $\epsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$   
Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$

Termine di lunga durata  
Rapporto resistenza cilindrica/cubica  
Resistenza di progetto calcestruzzo  
Resistenza di progetto dell'acciaio

$$\alpha_{cc} = 0.850$$

$$f_{ck}/R_{ck} = 0.833$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.17 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d$  = 2083.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 13.1 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = 3486.6 (KN.m)  
Rottura nel Dominio 3  
Rapporto  $M_r/M_d$  = **1.674**

Plinto di fondazione: momento trasversale massimo negativo (estradosso teso)

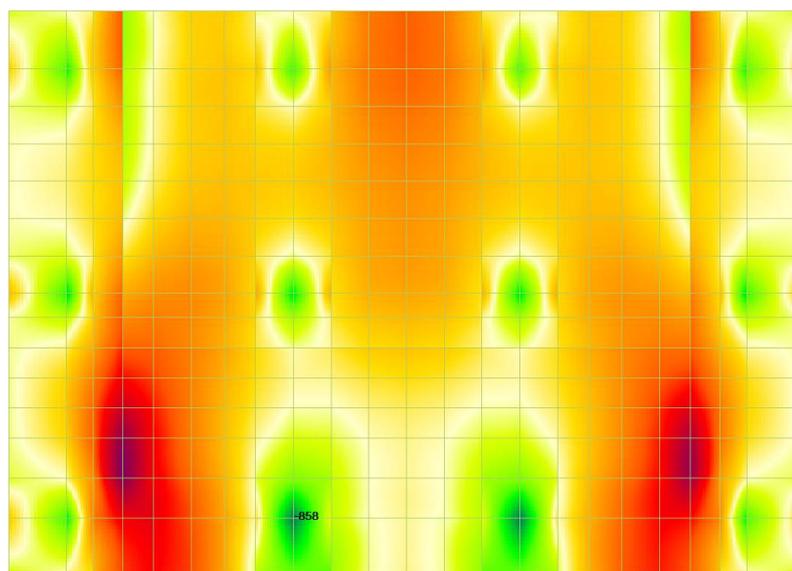
Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLE-1-Rare:  $m_2 = -858 \text{ kN.m/m}$  (L1+L2+L3+L4+L5+L6+L7+0.6L9+0.6L10-0.6L12)

SLU-SIS:  $m_2 = -1298 \text{ kN.m/m}$  (L1+L2+L3+L5+L6+0.5L10-0.5L12+L13+L14+L15+0.3L17+0.3L18+0.3L19+0.3L22)

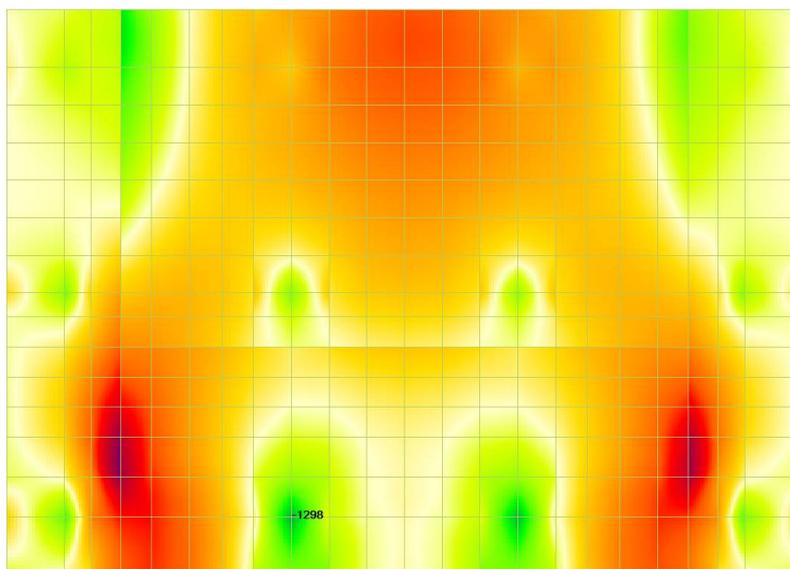
Combine 1; M2 (KN.m) /m



1236 1098 961 824 687 549 412 275 137 -95 -191 -286 -381 -477 -572 -668 -763 -858

SLE-1-Rara: momento trasversale massimo negativo (estradosso teso)

Combine 1; M2 (KN.m) /m



SLU-SIS-LONG: momento trasversale massimo negativo (estradosso teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il plinto è armato in direzione trasversale come nel seguito descritto:

- armatura inferiore 1° strato  $\phi 25/20$
- armatura inferiore 2° strato  $\phi 25/20$
- armatura superiore  $\phi 22/20 + \phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
 h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 25$  mm posizionati a 9.7 cm da intradosso  
 5  $\phi 25$  mm posizionati a 14.7 cm da intradosso  
 10  $\phi 22$  mm posizionati a 190.8 cm da intradosso

Area armatura normale = 8710.1 (mm<sup>2</sup>) a 90.1 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

SLE-1-Rara

Momento = -858.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.04 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **126.43** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 178.3 (cm)

SLU-SIS

Momento = -1298.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.09 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **191.26** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 178.3 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$  (N/mm<sup>2</sup>)

tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14$  (N/mm<sup>2</sup>)

coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$$\alpha_e = E_s / E_{ct,s} = 210000 / 31476 = 6.67$$

$$k_1 = 0.6/0.4 \quad (\text{carichi di breve/lunga durata})$$

$$k_1 = 0.8 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata})$$

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione})$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

SLE-1-Rara

Momento di progetto  $M = -858.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 21219.41$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 759243.90$  (cm<sup>3</sup>)

tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.57 \text{ cm})$$

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1622.86$  (KN.m) **> -858.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 31476.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 30.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\varepsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\varepsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\varepsilon_{ud} = 0.9$   $\varepsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$   
Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$

Termine di lunga durata  
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica  
 Resistenza di progetto calcestruzzo  
 Resistenza di progetto dell'acciaio

$$\alpha_{cc} = 0.850$$

$$f_{ck}/R_{ck} = 0.833$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.17 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d$  = -1298.0 (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 12.4 (cm)  
 Momento di Rottura  $M_r$  = -2775.7 (KN.m)  
 Rottura nel Dominio 3  
 Rapporto  $M_r/M_d$  = **2.138**

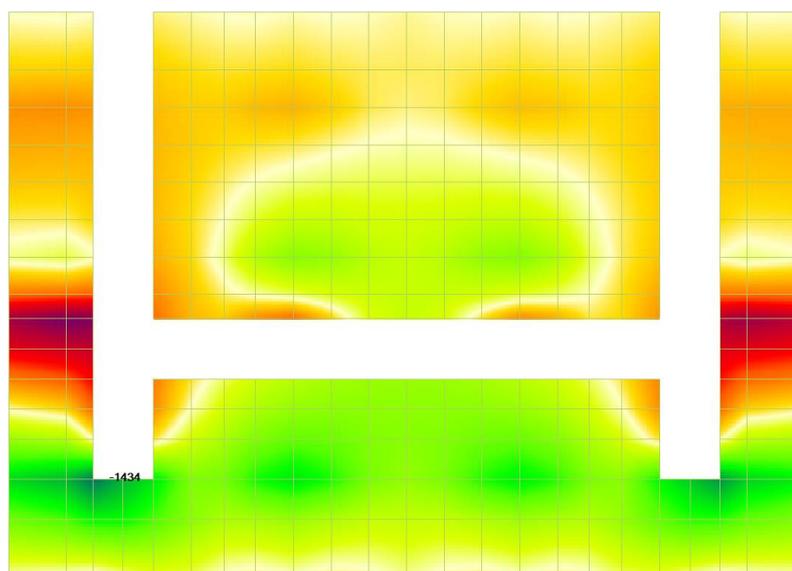
Plinto di fondazione: massimo taglio longitudinale

Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLU-SIS:  $t_2 = 1434 \text{ kN/m}$  (L1+L2+L3+L5+L6+0.5L10-0.5L12+L13+L14+L15+0.3L17+0.3L18+0.3L19+0.3L22)

Combine 1; T2 (KN /m)



SLU-SIS-LONG: taglio longitudinale massimo

L'armatura a taglio è composta da staffe  $\phi 14/40 \times 40$ .

**VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SOLLECITAZIONI TAGLIANTI**

Parametri di calcolo per tagli associati a momenti positivi (intradosso tesoro):

larghezza minima della sezione  $b_w = 100.00$  (cm) fibra posta a  $200.00$  (cm) da intradosso  
 altezza utile della sezione  $d = 190.35$  (cm)

Armature verticali resistenti al taglio:

area dell'armatura trasversale  $A_{sw} = 384.85$  (mm<sup>2</sup>) (2.5 braccia in 1 m)  
 interasse delle armature trasversali  $s = 40.00$  (cm)

**Condizione di carico n. 1**

taglio di progetto  $V_{ed} = 1434.00$  (KN)

Resistenza a taglio dell'elemento con armature trasversali resistenti al taglio

resistenza caratteristica calcestruzzo  $f_{ck} = 25.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

resistenza ridotta calcestruzzo d'anima  $f'_{cd} = 7.08$  (N/mm<sup>2</sup>)

coefficiente maggiorativo  $\alpha_c = 1.00$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta = 1612.4$  (KN)

resistenza a "taglio trazione"

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \cotg\theta / (1 + \cotg\theta^2) = 4184.4$  (KN)

resistenza a "taglio compressione"

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:

$\cotg\theta = 2.50$

coefficiente di sicurezza dell'elemento dotato di staffe = **1.12**

Plinto di fondazione: massimo taglio trasversale

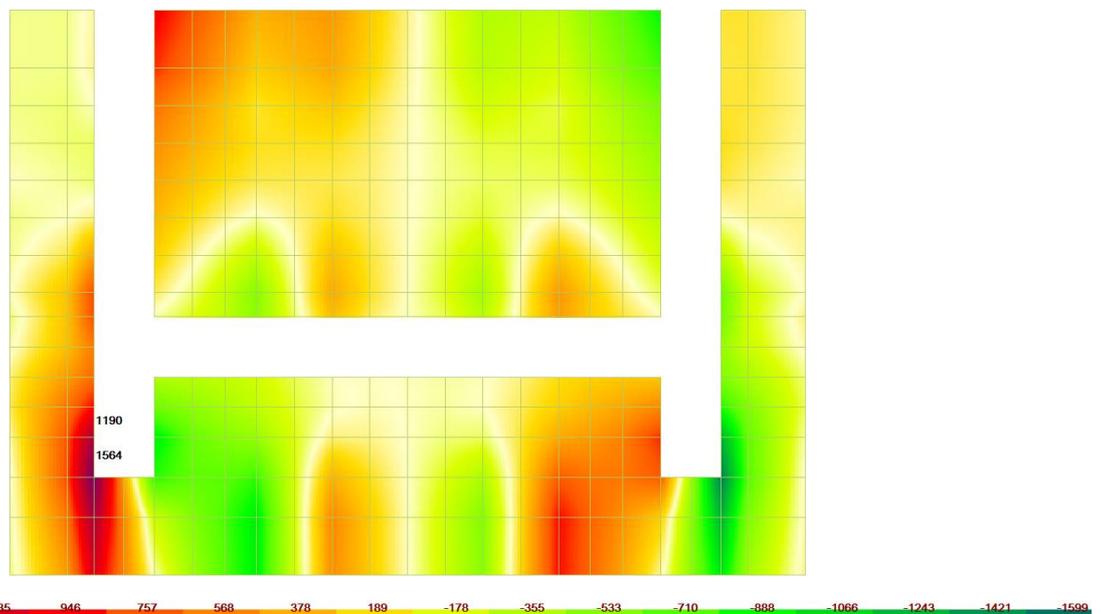
Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLU-SIS:  $t_1 = 1377$  kN/m (si esegue la media su 2 shell adiacenti 1190+1564)

(L1+L2+L3+L5+L6+0.5L10+0.5L12+L13+L14+L15+0.3L17+0.3L18+0.3L19+0.3L22)

Combine 1; T1 (KN /m)



SLU-SIS-LONG: taglio trasversale massimo

L'armatura a taglio è composta da staffe  $\phi 14/40 \times 40$ .

### VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Parametri di calcolo per tagli associati a momenti positivi (intradosso teso):

larghezza minima della sezione  $b_w = 100.00$  (cm) fibra posta a  $200.00$  (cm) da intradosso  
 altezza utile della sezione  $d = 187.85$  (cm)

Armature verticali resistenti al taglio:

area dell'armatura trasversale  $A_{sw} = 384.85$  (mm<sup>2</sup>) (2.5 braccia in 1 m)  
 interasse delle armature trasversali  $s = 40.00$  (cm)

**Condizione di carico n. 1**

taglio di progetto  $V_{ed} = 1377.0$  (KN)

Resistenza a taglio dell'elemento con armature trasversali resistenti al taglio

resistenza caratteristica calcestruzzo  $f_{ck} = 25.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

resistenza ridotta calcestruzzo d'anima  $f'_{cd} = 7.08$  (N/mm<sup>2</sup>)

coefficiente maggiorativo  $\alpha_c = 1.00$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta = 1591.2$  (KN)

resistenza a "taglio trazione"

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot\theta) = 4129.46$  (KN)

resistenza a "taglio compressione"

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:

$\cot\theta = 2.50$

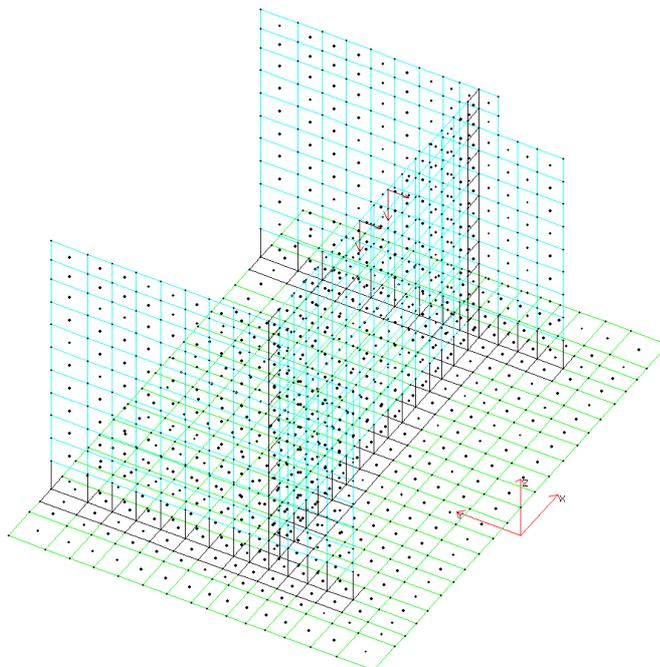
coefficiente di sicurezza dell'elemento dotato di staffe = **1.16**

## 7.2 Muro Frontale

Nel calcolo del muro frontale si considera altresì l'effetto della frenatura sul rilevato adiacente alla spalla come da punto C5.1.3.3.7.2 della Circolare Ministeriale.

Si considera il loading 23 in cui si associa al carico verticale  $Q_{1k} = 300$  kN il carico orizzontale  $F_h = 180$  kN.

Loading 23: Frenatura Muro Frontale



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV35A6 001	Rev. B	Foglio 48 di 130
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

Muro frontale: momento verticale massimo (lato controterra teso)

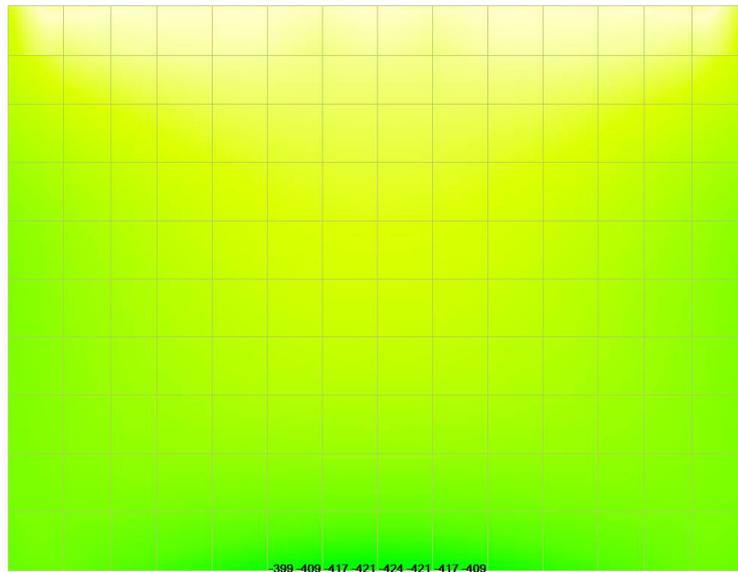
Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLE-3-Rare:  $m_2 = -424 \text{ kN.m/m}$  (L1+L2+L3+0.75L4+L5+L6+L10+L12+0.75L23)

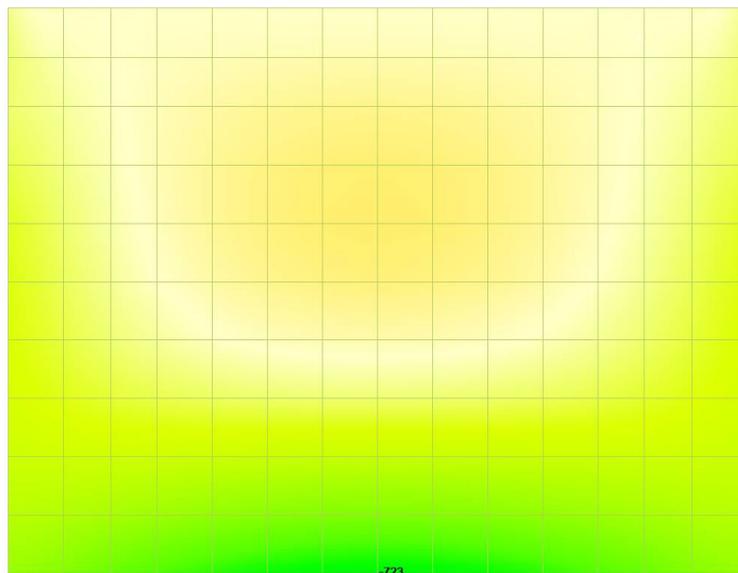
SLU-SIS:  $m_2 = -723 \text{ kN.m/m}$  (L1+L2+L3+L5+L6+0.5L10+0.5L12+L13+L14+L16-0.3L17-0.3L18-0.3L21+0.3L22)

Combine 1; M2 (KN.m) /m



SLE-3-Rara: momento verticale massimo (lato controterra teso)

Combine 1; M2 (KN.m) /m



SLU-SIS-LONG: momento verticale massimo (lato controterra teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il muro frontale è armato come nel seguito descritto:

- armatura lato controterra  $\phi 24/20 + \phi 24/40$
- armatura lato impalcato  $\phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

#### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura: (cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 120.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 22$  mm posizionati a 10.0 cm da intradosso  
7.5  $\phi 24$  mm posizionati a 109.9 cm da intradosso

Area armatura normale = 5293.6 (mm<sup>2</sup>) a 74.0 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

#### SLE-3-Rara

Momento = -424.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.73 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **123.72** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 100.4 (cm)

#### SLU-SIS

Momento = -723.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.66 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **211.47** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 100.4 (cm)

### VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$\alpha_e = E_s / E_{cis} = 210000 / 33346 = 6.30$   
 $k_1 = 0.6 / 0.4$  (carichi di breve/lunga durata)  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata)  
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$  (0.5 nel caso di flessione)

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

SLE-3-Rara

Momento di progetto  $M = -424.00$  (KN.m)  
 Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 12741.10$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 274391.10$  (cm<sup>3</sup>)  
 tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.82$  cm )  
 momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -691.42$  (KN.m) **> -424.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

**VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE**Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico calcestruzzo = 33346.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500$  %  
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000$  %  
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
 Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud} = 0.9$   $\epsilon_{uk} = 6.750$  %  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$   
 Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$   
 Termine di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.850$   
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica  $f_{ck}/R_{ck} = 0.800$   
 Resistenza di progetto calcestruzzo  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.45$   $R_{ck}$   
 Resistenza di progetto dell'acciaio  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87$   $f_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.13 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d = -723.0$  (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d = 0.0$  (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 9.5 (cm)  
 Momento di Rottura  $M_r = -1410.9$  (KN.m)  
 Rottura nel Dominio 3  
 Rapporto  $M_r/M_d = 1.951$

Muro frontale: momento orizzontale massimo (lato controterra teso)

Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

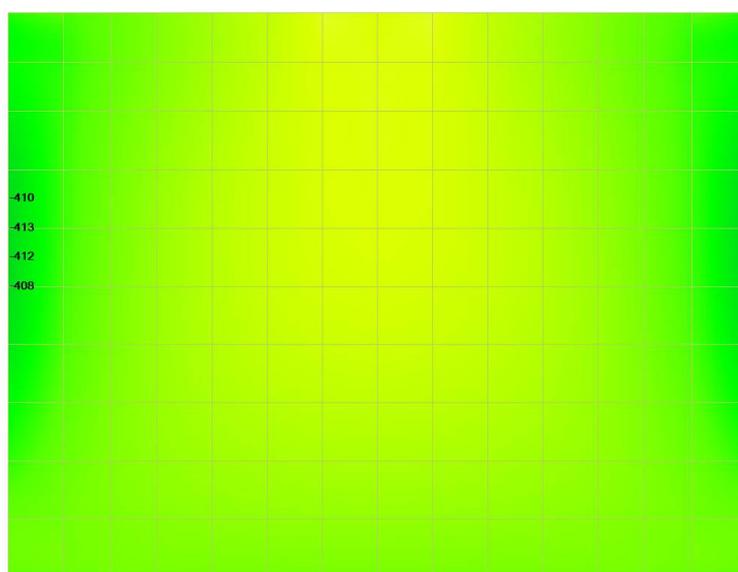
SLE-3-Rare:  $m_1 = -413 \text{ kN.m/m}$  ( $L3+0.75L4+L12+0.75L23$ )

$n = 312 \text{ kN/m}$

SLU-SIS:  $m_1 = -596 \text{ kN.m/m}$  ( $L3+0.5L12+0.3L13+0.3L14+0.3L16+L17+L18+L21$ )

$n = 504 \text{ kN/m}$

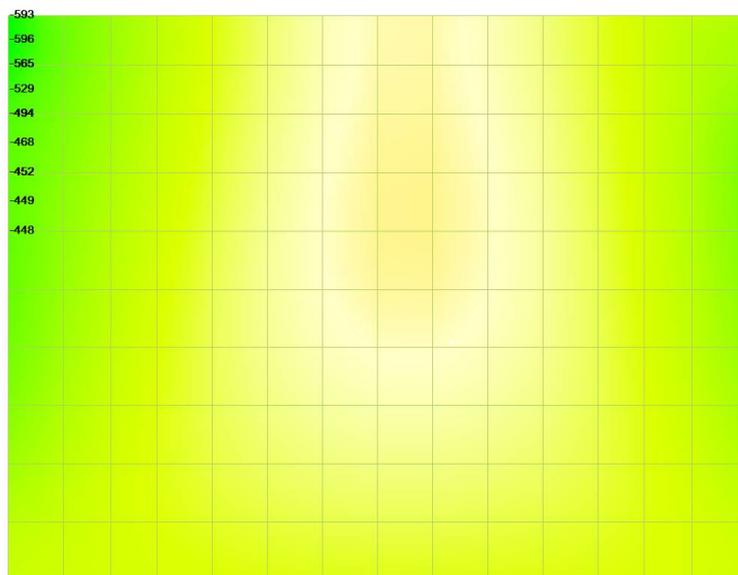
Combine 1; M1 (kN.m) /m



SLE-3-Rara: momento orizzontale massimo (lato controterra teso)



Combine 1; M1 (KN.m) /m

SLU-SIS-TRASV: momento orizzontale massimo (lato controterra teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il muro frontale è armato come nel seguito descritto:

- armatura lato controterra  $\phi 24/20 + \phi 24/40$
- armatura lato impalcato  $\phi 24/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 120.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 24$  mm posizionati a 7.7 cm da intradosso

7.5  $\phi 24$  mm posizionati a 112.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 5654.9 (mm<sup>2</sup>) a 70.5 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
53 di 130SLE-3-Rara

Momento = -413.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 312.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.11 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **161.50** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 18.4 (cm)  
Braccio di leva interno = 93.3 (cm)

SLU-SIS

Momento = -596.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 504.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.96 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **240.81** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 17.5 (cm)  
Braccio di leva interno = 90.8 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$  (N/mm<sup>2</sup>)  
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$$\alpha_e = E_s / E_{cls} = 210000 / 33346 = 6.30$$

$$k_1 = 0.6 / 0.4 \quad (\text{carichi di breve/lunga durata})$$

$$k_1 = 0.8 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata})$$

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione})$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

SLE-3-Rara

Momento di progetto  $M = -413.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 312.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 12791.68$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 279012.30$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.65$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -637.03$  (KN.m) **> -413.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33345.8 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\varepsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\varepsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\varepsilon_{ud} = 0.9$   $\varepsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$   
Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$   
Termine di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.850$   
Rapporto resistenza cilindrica/cubica  $f_{ck} / R_{ck} = 0.800$   
Resistenza di progetto calcestruzzo  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.45 R_{ck}$   
Resistenza di progetto dell'acciaio  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.13 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d$  = -596.0 (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d$  = 504.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.9 (cm)  
 Momento di Rottura  $M_r$  = -995.32 (KN.m)  
 Sforzo di Rottura  $N_r$  = 841.68 (KN)  
 Rottura nel Dominio = 3  
 Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.67

Muro frontale: momento orizzontale massimo (lato impalcato teso)

Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

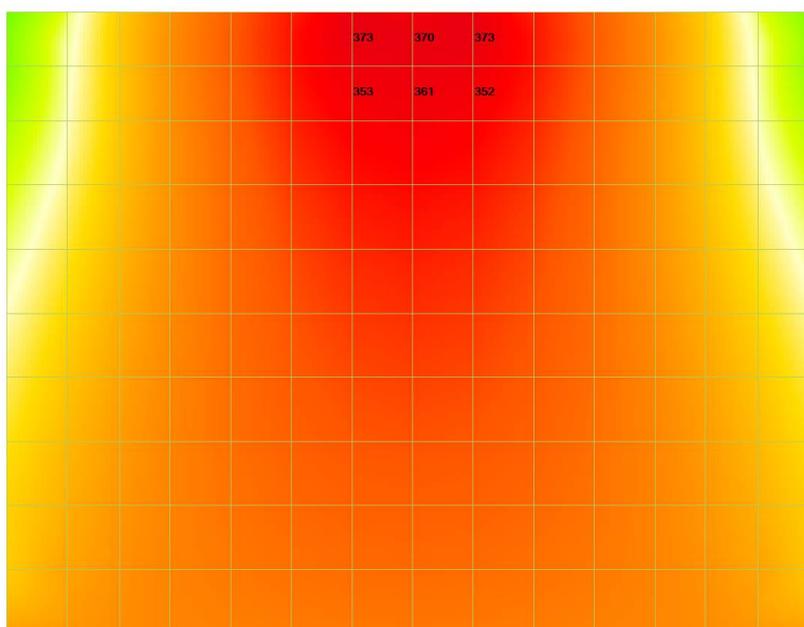
SLE-3-Rare:  $m_1 = 373 \text{ kN.m/m}$  (L3+0.75L4-L12+0.75L23)

$n = 360 \text{ kN/m}$

SLU-SIS:  $m_1 = 610 \text{ kN.m/m}$  (L3-0.5L12+L13+L14+L16-0.3L17-0.3L18-0.3L21)

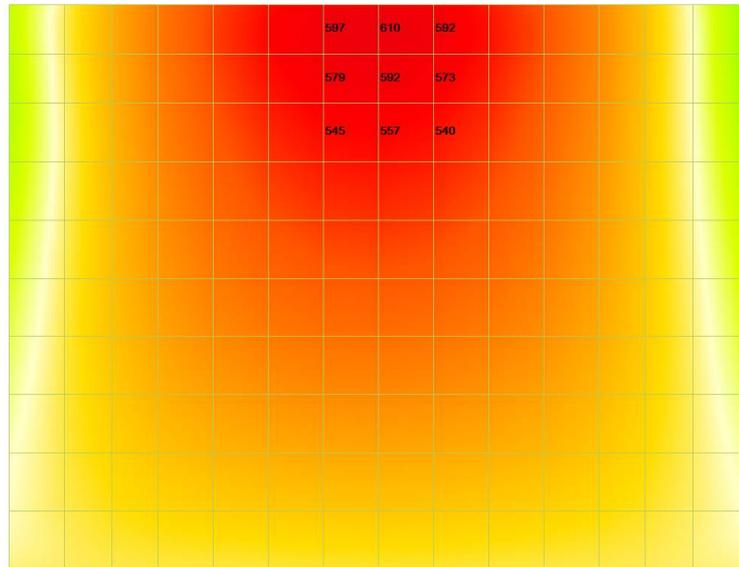
$n = 240 \text{ kN/m}$

Combine 1; M1 (KN.m) /m



SLE-3-Rara: momento orizzontale massimo (lato impalcato teso)

Combine 1; M1 (KN.m) /m



SLU-SIS-LONG: momento orizzontale massimo (lato impalcato teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il muro frontale è armato come nel seguito descritto:

- armatura lato controterra  $\phi 24/20$
- armatura lato impalcato  $\phi 24/20 + \phi 24/40$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
 h2 120.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

7.5  $\phi 24$  mm posizionati a 7.7 cm da intradosso  
 5  $\phi 24$  mm posizionati a 112.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 5654.9 (mm<sup>2</sup>) a 49.5 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
56 di 130

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

SLE-3-Rara

Momento = 373.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 360.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.76 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **157.21** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 16.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 86.7 (cm)

SLU-SIS

Momento = 610.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 240.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.44 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **207.05** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 22.4 (cm)  
Braccio di leva interno = 100.8 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$  (N/mm<sup>2</sup>)  
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$\alpha_e = E_s / E_{ct5} = 210000 / 33346 = 6.30$   
 $k_1 = 0.6/0.4$  (carichi di breve/lunga durata)  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata)  
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$  (0.5 nel caso di flessione)  
 $k_3 = 3.4$   
 $k_4 = 0.425$

SLE-3-Rara

Momento di progetto  $M = 373.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 360.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 12791.68$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 279012.50$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.27$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.65$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 626.87$  (KN.m) **> 373.00**

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33345.8 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud} = 0.9$   $\epsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$   
Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$   
Termine di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.850$   
Rapporto resistenza cilindrica/cubica  $f_{ck}/R_{ck} = 0.800$   
Resistenza di progetto calcestruzzo  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.45 R_{ck}$   
Resistenza di progetto dell'acciaio  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.13 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d$  = 610.0 (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d$  = 240.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.6 (cm)  
 Momento di Rottura  $M_r$  = 1195.6 (KN.m)  
 Sforzo di Rottura  $N_r$  = 470.4 (KN)  
 Rottura nel Dominio 3  
 Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.96

**7.3 Muro Andatore**Muro andatore: momento verticale massimo (lato controterra teso)

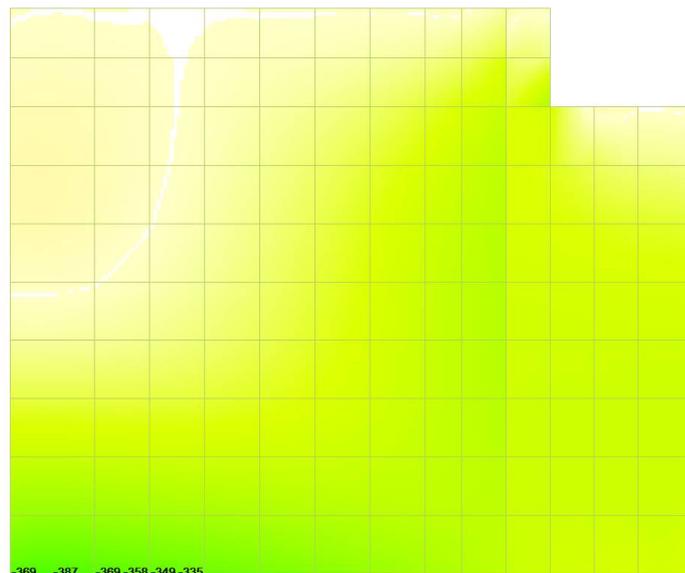
Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLE-1-Rare:  $m_2 = -387$  kN.m/m (L1+L2+L3+L4+L5+L6+L7+0.6L12)

SLU-SIS:  $m_2 = -919$  kN.m/m (L1+L2+L3+L5+L6+0.5L12-0.3L13-0.3L14-0.3L16+L17+L18+L21+0.3L22)

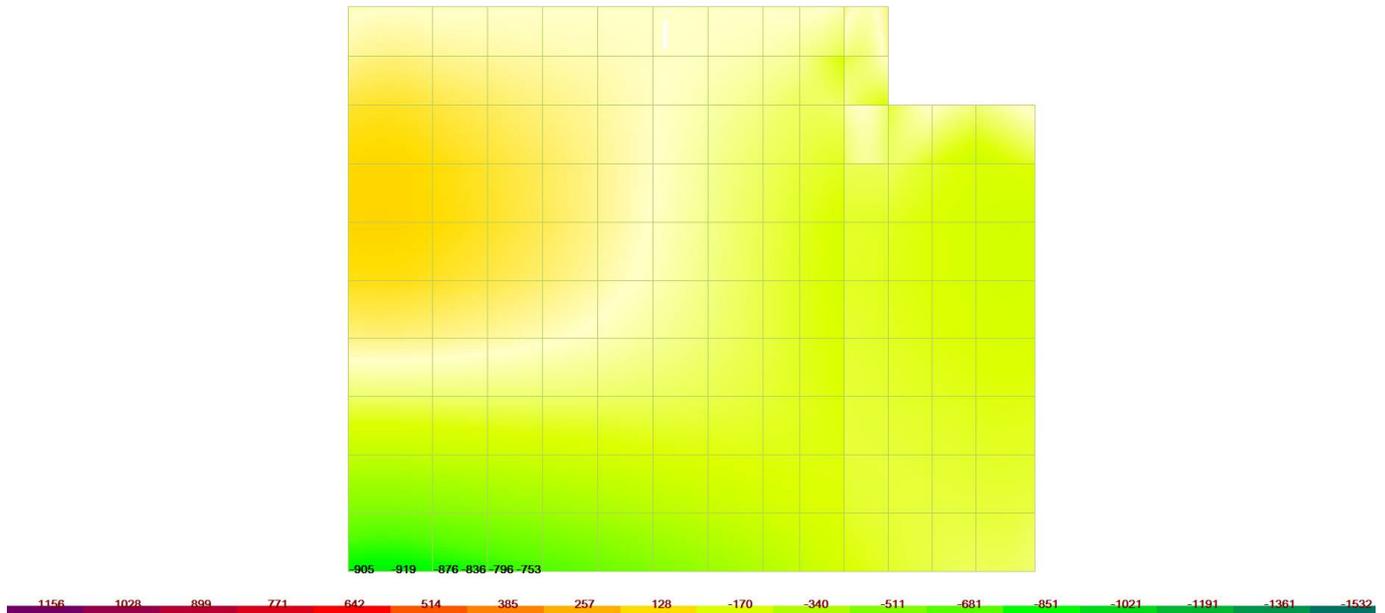
Combine 1; M2 (KN.m) /m



1181 1050 919 788 656 525 394 263 131 -94 -188 -282 -376 -469 -563 -657 -751 -845

SLE-1-Rare: momento verticale massimo (lato controterra teso)

Combine 1; M2 (KN.m) /m



SLU-SIS-TRASV: momento verticale massimo (lato controterra teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il muro andatore è armato come nel seguito descritto:

- armatura lato controterra  $\phi 24/20 + \phi 24/40$
- armatura lato esterno  $\phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
 h2 120.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 22$  mm posizionati a 10.0 cm da intradosso  
 7.5  $\phi 24$  mm posizionati a 109.9 cm da intradosso

Area armatura normale = 5293.6 (mm<sup>2</sup>) a 74.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
 Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
59 di 130SLE-1-Rara

Momento = -387.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.49 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **113.19** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 100.4 (cm)

SLU-SIS

Momento = -919.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.92 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **268.79** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 100.4 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICOresistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$  (N/mm<sup>2</sup>)tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$  (N/mm<sup>2</sup>)

coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$$\alpha_e = E_s / E_{cls} = 210000 / 33345 = 6.30$$

$$k_t = 0.6/0.4 \quad (\text{carichi di breve/lunga durata})$$

$$k_1 = 0.8 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata})$$

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione})$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

SLE-1-Rara

Momento di progetto  $M = -387.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 12741.10$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 274391.10$  (cm<sup>3</sup>)tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.82 \text{ cm})$$

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -691.42$  (KN.m) > **-387.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materialiModulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)Modulo Elastico calcestruzzo = 33345.0 (N/mm<sup>2</sup>)Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm<sup>2</sup>)Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo

Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\varepsilon_{cu} = 0.3500$  %Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\varepsilon_{cm} = 0.2000$  %

Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita

Allungamento ultimo acciaio normale  $\varepsilon_{ud} = 0.9$   $\varepsilon_{uk} = 6.750$  %Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$ Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$ Termine di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.850$ Rapporto resistenza cilindrica/cubica  $f_{ck}/R_{ck} = 0.800$ Resistenza di progetto calcestruzzo  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.45 R_{ck}$ Resistenza di progetto dell'acciaio  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
60 di 130Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.13 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d$  = -919.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 9.5 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -1410.9 (KN.m)  
Rottura nel Dominio 3  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.535

Muro andatore: momento orizzontale massimo (lato controterra teso)

Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Allo stato limite ultimo si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

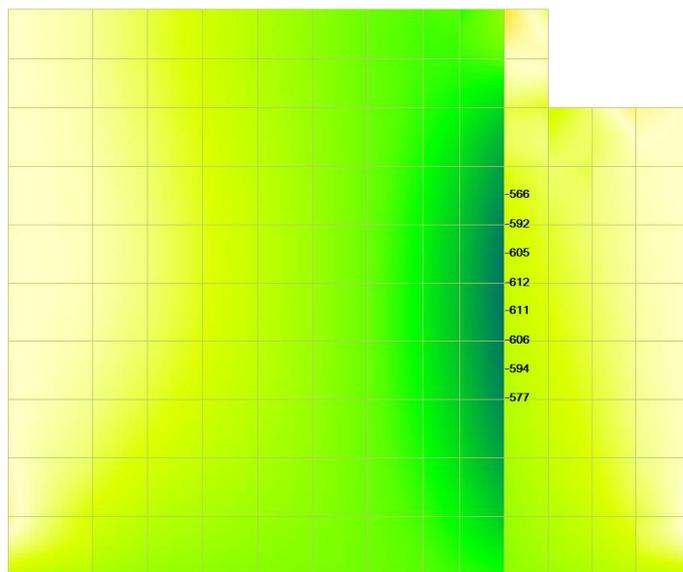
SLE-3-Rare:  $m_1 = -612$  kN.m/m (L3+0.75L4+0.6L9+L12)

$n = 144$  kN/m

SLU-SIS:  $m_1 = -1081$  kN.m/m (L3+0.5L12+0.3L13+0.3L14+0.3L16+L17+L18+L21-0.3L22)

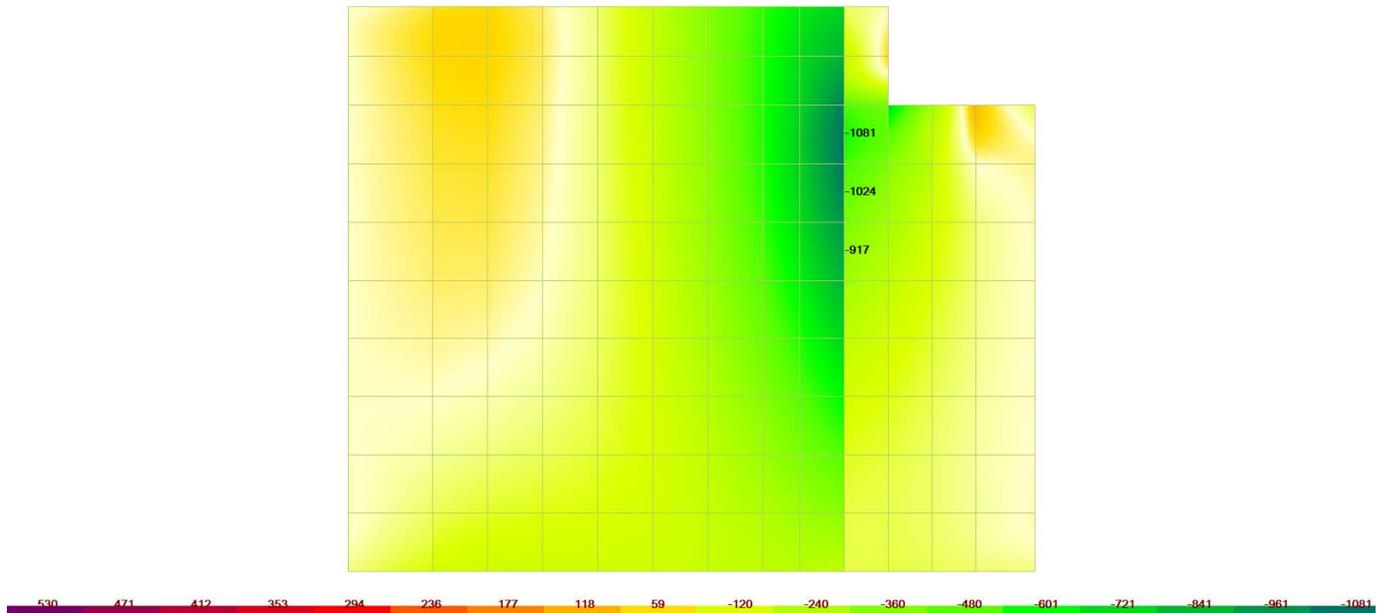
$n = 180$  kN/m

Combine 1; M1 (KN.m) /m



SLE-3-Rara: momento orizzontale massimo (lato controterra teso)

Combine 1; M1 (KN.m) /m



SLU-SIS-TRASV: momento orizzontale massimo (lato controterra teso)

Nella sezione di verifica in oggetto, il muro andatore è armato come nel seguito descritto:

- armatura lato controterra  $\phi 24/20 + \phi 24/40$
- armatura lato esterno  $\phi 22/20$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si esegue il controllo delle tensioni anche in sisma verificando che il tasso dell'acciaio sia inferiore al limite per azioni rare ( $\sigma < 360 \text{ N/mm}^2$ ). Si verifica pertanto il requisito di permanenza della sottostruttura in campo elastico.

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
 h2 120.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 22$  mm posizionati a 7.6 cm da intradosso  
 7.5  $\phi 24$  mm posizionati a 112.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 5293.6 (mm<sup>2</sup>) a 74.7 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

SLE-3-Rara

Momento = -612.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 144.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.61 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **194.30** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 24.5 (cm)  
Braccio di leva interno = 102.4 (cm)

SLU-SIS

Momento = -1081.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 180.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.46 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **332.95** (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 25.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 102.9 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$  (N/mm<sup>2</sup>)  
coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$\alpha_e = E_s / E_{ctls} = 210000 / 33346 = 6.30$   
 $k_1 = 0.6/0.4$  (carichi di breve/lunga durata)  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata)  
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$  (0.5 nel caso di flessione)  
 $k_3 = 3.4$   
 $k_4 = 0.425$

SLE-3-Rara

Momento di progetto M = -612.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 144.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 12741.10$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 277635.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.11$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.86$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -669.45$  (KN.m) > **-612.00**

Il momento agente risulta inferiore al momento di fessurazione.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONECaratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33345.8 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500$  %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000$  %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud} = 0.9$   $\epsilon_{uk} = 6.750$  %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c = 1.500$   
Coefficiente di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1.150$   
Termine di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.850$   
Rapporto resistenza cilindrica/cubica  $f_{ck}/R_{ck} = 0.800$



Resistenza di progetto calcestruzzo  
Resistenza di progetto dell'acciaio

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.45 R_{ck}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.13 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU-SIS

Momento di Progetto  $M_d$  = -1081.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 180.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -1329.6 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = 221.4 (KN)  
Rottura nel Dominio 3  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.23

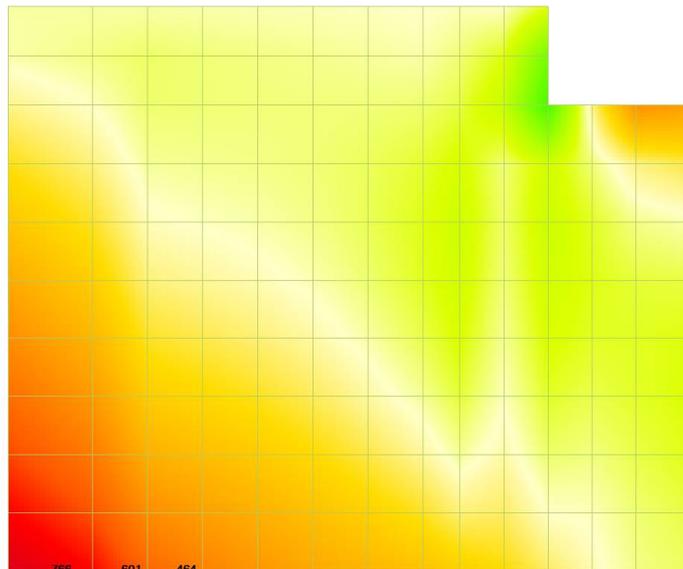
Muro Andatore: massimo taglio

Si riportano nel seguito le massime sollecitazioni di verifica per la sezione significativa in oggetto.

Si dà evidenza della combinazione SIS in quanto più significativa della combinazione STR.

SLU-SIS:  $t_1 = 766 \text{ kN/m}$  (L1+L2+L3+L5+L6-0.5L12-0.3L13-0.3L14-0.3L16+L17+L18+L21)

Combine 1; T1 (KN /m)



SLU-SIS-TRASV: taglio massimo

L'armatura a taglio è composta da spille  $\phi 10/20 \times 40$ .

**VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SOLLECITAZIONI TAGLIANTI**

Parametri di calcolo per tagli associati a momenti negativi (estradosso teso):

larghezza minima della sezione  $b_w = 100.00$  (cm) fibra posta a  $120.00$  (cm) da intradosso  
 altezza utile della sezione  $d = 109.90$  (cm)

Armature verticali resistenti al taglio:

area dell'armatura trasversale  $A_{sw} = 196.35$  (mm<sup>2</sup>) (2.5 braccia in 1 m)  
 interasse delle armature trasversali  $s = 20.00$  (cm)

**Condizione di carico n. 1**

taglio di progetto  $V_{ed} = 766.00$  (KN)

Resistenza a taglio dell'elemento con armature trasversali resistenti al taglio

resistenza caratteristica calcestruzzo  $f_{ck} = 32.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

resistenza ridotta calcestruzzo d'anima  $f'_{cd} = 9.07$  (N/mm<sup>2</sup>)

coefficiente maggiorativo  $\alpha_c = 1.00$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta = 949.9$  (KN)

resistenza a "taglio trazione"

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \cotg\theta / (1 + \cotg\theta) = 3092.36$  (KN)

resistenza a "taglio compressione"

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:  $\cotg\theta = 2.50$

coefficiente di sicurezza dell'elemento dotato di staffe = 1.24

## 8 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

All'interno del presente paragrafo si riporta un caso esemplificativo in cui si effettua la comparazione dei risultati ottenuti dal calcolo elettronico con i risultati ottenuti da formule note.

### Muro andatore

Si calcola nel seguito il taglio agente alla base del muro andatore nella sezione d'estremità più lontana dal vincolo offerto dal muro frontale. Si opera con il loading 4, ovvero spinta delle terre da sovraccarico uniforme  $q = 40 \text{ kN/m}^2$ .

Lo schema semplificato assunto è quello di mensola incastrata alla base.



$$V = 14.29 \text{ kN/m}^2 * 7.75 \text{ m} = 110.7 \text{ kN/m}$$

Dal calcolo elettronico si ricava, per il loadin4, un taglio alla base pari a:

$$V = 101.4 \text{ kN/m (valore di picco) , valore prossimo a quello sopra calcolato.}$$

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**  
Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

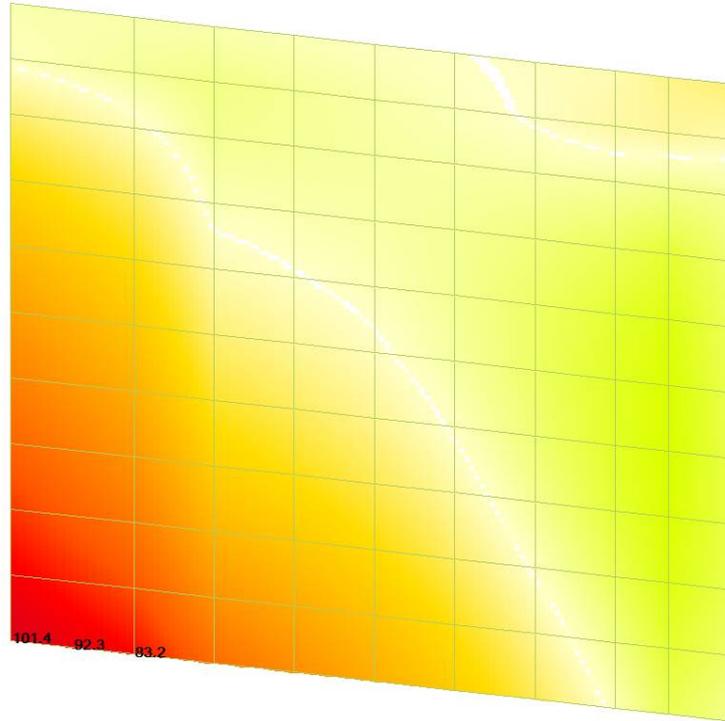
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
66 di 130



## 9 CRITERI DI CALCOLO PALIFICATE

### 9.1 Spinta delle terre

La spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo in condizioni statiche mentre, in condizioni sismiche, in regime di spinta attiva.

Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

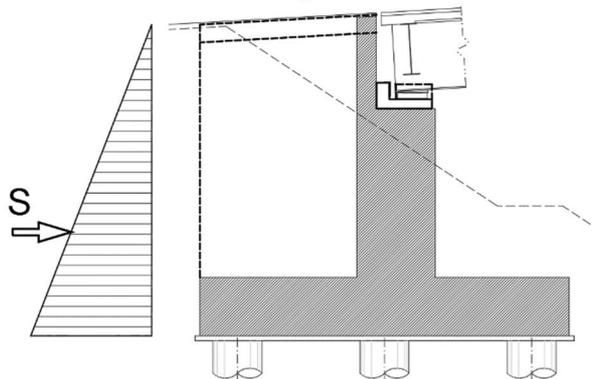
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza  $H/3$  a partire dalla base della fondazione



In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $q_{es}=30.00 \text{ kN/m}^2$ .

Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a  $1/2$  dell'altezza dalla base.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

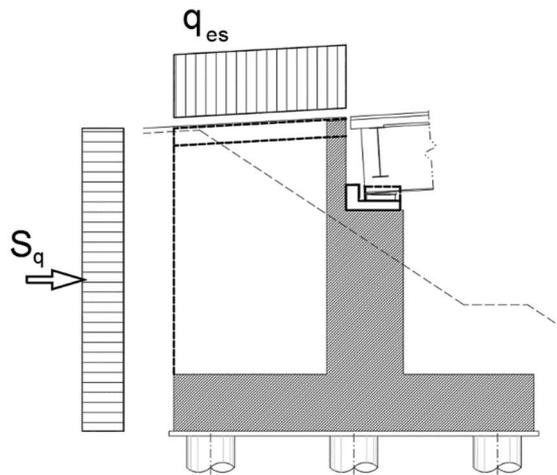
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
68 di 130



## 9.2 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 cap. 2 delle NT. Si riporta di seguito la sintesi delle combinazioni di carico previste dalla norma:

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

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

- 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 delle NTC:

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

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

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

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

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

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

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

### 9.3 Combinazioni per la verifica allo SLU

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 sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) - 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.

- combinazione 1 →(A1+M1+R1)→STR
- combinazione 2 →(A2+M1+R2)→GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 9.1 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

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

**Tabella 9.2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 9.3 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema**

Per la condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali sopra indicati (7.11.1 NTC).

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

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

Per opere del tipo in oggetto è lecito assumere valore nullo per il coefficiente  $\psi_{2i}$ .

### 9.4 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (stato tensionale e fessurazione) si adoperano le combinazioni di carico *rara*, *frequente* e *quasi permanente*. Conservativamente, in sede di verifica, potranno essere considerate le combinazioni di carico rare anche in rappresentanza delle combinazioni di carico frequenti e quasi permanenti.

### 9.5 Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 9.4 – Combinazioni dei carichi delle azioni dovute al traffico

Nella seguente tabella, invece, si riportano i coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione:

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

**Tabella 9.5 – Coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione**

### 9.6 Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali

Sono state considerate tutte le combinazioni di carico contemplate dalla normativa per il caso in esame ma di seguito, per brevità di esposizione, si riportano le combinazioni più significative.

In sede di analisi della struttura, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari nelle varie Combinazioni di Carico indagate risultano pertanto:

#### SLU-A1:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Comb. 8	Comb. 9	Comb. 10	Comb. 11
Pesi propri e portati impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35
DT	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Vento	0.00	1.50	0.00	0.90	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Peso proprio spalla	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta a riposo terre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.00	0.54	1.35	0.00	0.54

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
74 di 130SLE Rare:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Comb. 8	Comb. 9	Comb. 10	Comb. 11
Pesi propri e portati impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
DT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Peso proprio spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta a riposo terre	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	1.00	0.00	0.40

SLE Frequenti:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4
Pesi propri e portati impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-
Traffico impalcato	0,00	0,00	0,00	0,75
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00
DT	0,60	0,50	0,50	0,50
Vento	0,00	0,00	0,20	0,00
Peso proprio spalla	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta a riposo terre	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta attiva terre	-	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0,00	0,40	0,00	0,00

SLE Quasi Permanenti:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	-
Traffico impalcato	0.00
Frenatura	0.00
DT	0.50
Vento	0.00
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	-
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	1.00
Spinta attiva terre	-
Sovrappinta sismica terre	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-
Traffico tergo spalla	0.00

SLV:

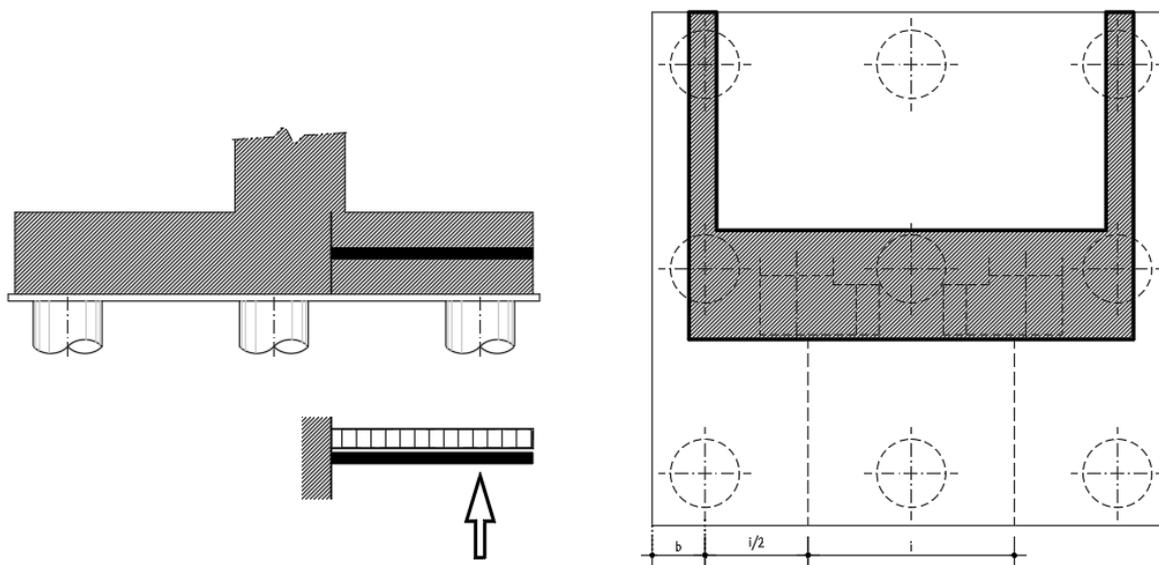
	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	1.00
Traffico impalcato	-
Frenatura	-
DT	0.50
Vento	-
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	1.00
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	-
Spinta attiva terre	1.00
Sovrappinta sismica terre	1.00
Inerzia sismica terreno imbarcato	1.00
Traffico tergo spalla	-

## 9.7 Valutazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali

### 9.8 Platea di fondazione

Il comportamento della platea in direzione longitudinale è riconducibile allo schema di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto. La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali (soggetti a massimo sforzo normale di compressione), sgravata del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento. Lo schema di calcolo è il seguente con larghezza di calcolo al minimo tra:

- l'interasse dei pali  $i$
- il semi-interasse dei pali sommato alla larghezza dello sbalzo trasversale  $i/2+b$



In corrispondenza degli allineamenti dei pali, ove si prevede una concentrazione degli stati sollecitativi e tensionali, viene prevista una quantità di armatura integrativa.

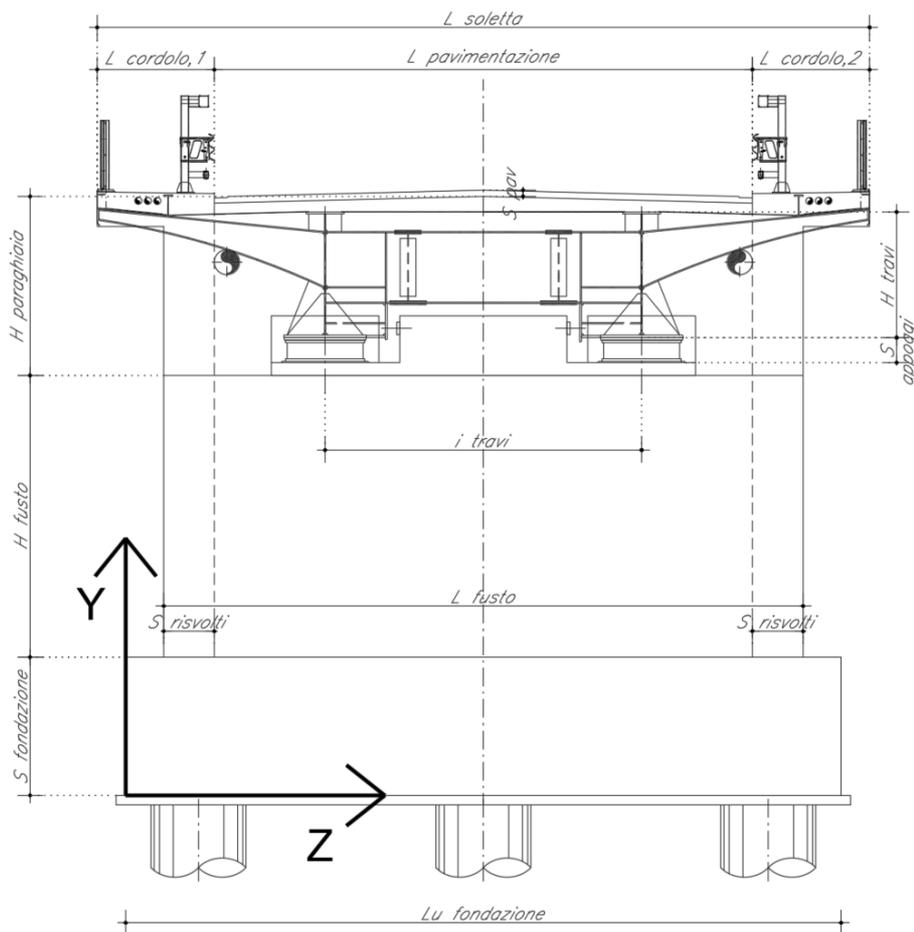
Vista la geometria globale della spalla non risultano significative le verifiche della platea in direzione trasversale e quelle dello sbalzo posteriore.

## 10 ANALISI DELLA SPALLA

Nel presente paragrafo si riporta l'analisi globale della spalla in oggetto. Per la geometria e le caratteristiche dimensionali si fa riferimento alle figure riportate in premessa. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

### 10.1 Sistema di riferimento

Nell'immagine riportata di seguito viene rappresentato il sistema di riferimento impiegato per svolgere l'analisi.



GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO

Doc. N.

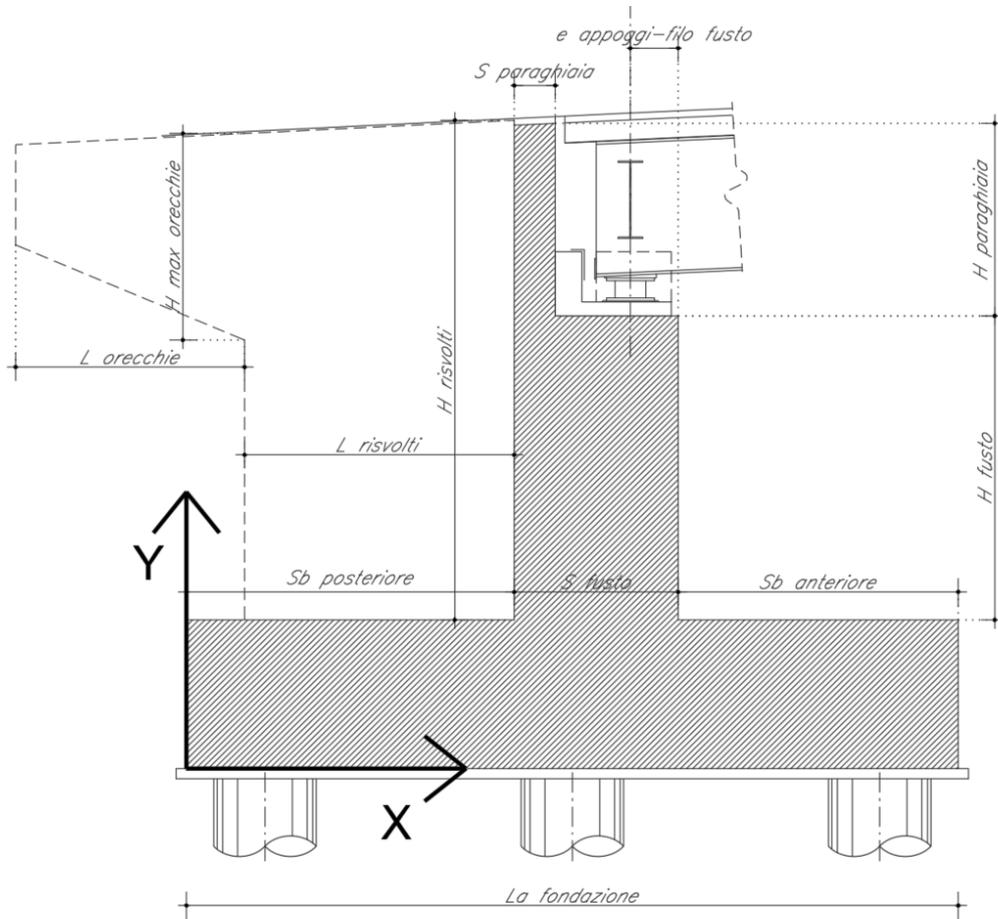
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
78 di 130



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

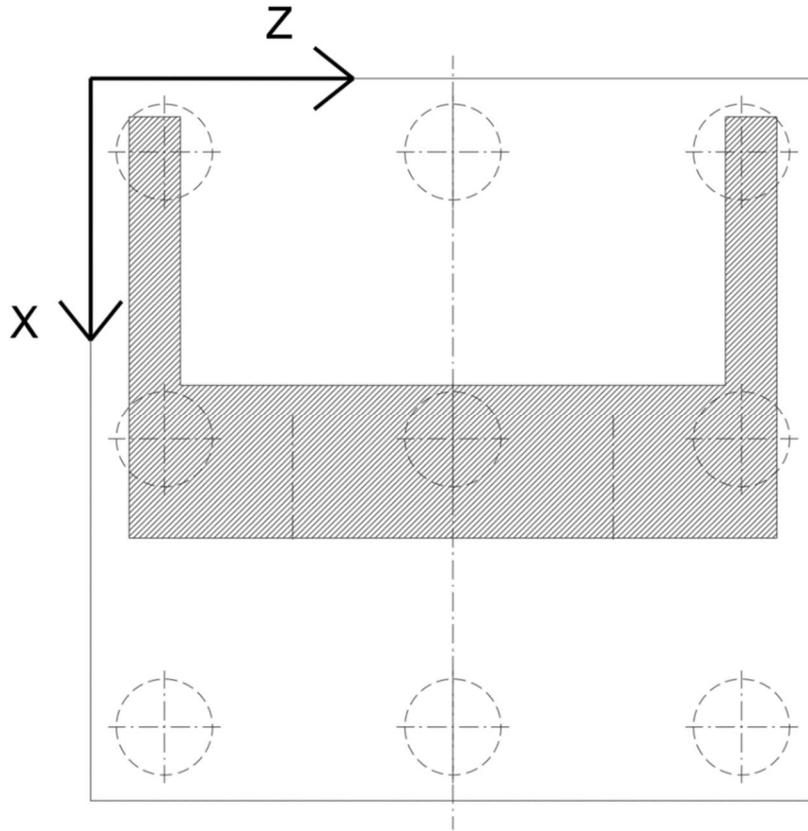
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
79 di 130



## 10.2 Dati di input

Si riportano di seguito i principali dati geometrici dell'impalcato necessari per l'analisi della spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

### Dati relativi all'impalcato

Numero travi	n° travi	2.00
Lunghezza impalcato (m)	L <sub>impalcato</sub>	57.60
Interasse travi (m)	i <sub>travi</sub>	5.00
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H <sub>travi</sub>	2.00
Interasse appoggi (m)	i <sub>appoggi</sub>	30-35-80-55-35-30
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L <sub>afferenza(spalla)</sub>	28.80
Larghezza pavimentazione (m)	L <sub>pavimentazione</sub>	7.00
Spessore pavimentazione (m)	S <sub>pavimentazione</sub>	0.10
Larghezza soletta (m)	L <sub>soletta</sub>	11.25
Larghezza carreggiata (m)	L <sub>carreggiata</sub>	7.00
Spessore medio soletta (m)	S <sub>soletta</sub>	0.24
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L <sub>cordolo,1</sub>	2.13
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L <sub>cordolo,2</sub>	2.13
Altezza max cordoli (m)	H <sub>max,cordoli</sub>	0.15
Altezza media cordoli (m)	H <sub>media,cordoli</sub>	0.15

### Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S <sub>appoggi</sub>	0.25
Posizione asse appoggi rispetto a filo valle fusto (m)	e <sub>appoggi-filo fusto</sub>	0.70
Eccentricità asse impalcato-asse appoggi travi (m)	e <sub>impalcato-appoggi</sub>	0.00
Raggio di curvatura -zero se rettilineo- (m)	R <sub>curvatura</sub>	0.00
Azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%	0.00

### 10.2.1 Geometria della spalla

Si riportano di seguito i principali dati geometrici necessari per il calcolo delle azioni globali relative alla spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

#### Dati relativi alla spalla

Altezza fusto spalla (m)	$H_{\text{fusto}}$	6.00
Spessore fusto spalla (m)	$S_{\text{fusto}}$	1.20
Lunghezza fusto spalla (m)	$L_{\text{fusto}}$	12.45
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	$e_{\text{fusto-spalla}}$	0.00
Altezza media paraghiaia (m)	$H_{\text{paraghiaia}}$	1.85
Spessore paraghiaia (m)	$S_{\text{paraghiaia}}$	1.20
Altezza risvolti (m)	$H_{\text{risvolti}}$	7.85
Lunghezza risvolti (m)	$L_{\text{risvolti}}$	6.00
Spessore medio risvolti (m)	$S_{\text{risvolti}}$	1.20
Altezza massima orecchie (m)	$H_{\text{orecchie}}$	0.00
Lunghezza massima orecchie (m)	$L_{\text{orecchie}}$	0.00
Spessore medio orecchie (m)	$S_{\text{orecchie}}$	0.00

#### Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	$Lu_{\text{fondazione}}$	15.80
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	$La_{\text{fondazione}}$	11.30
Sbalzo anteriore (m)	$Sb_{\text{anteriore}}$	3.95
Sbalzo posteriore (m)	$Sb_{\text{posteriore}}$	6.15
Spessore platea (m)	$S_{\text{fondazione}}$	2.00

#### Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	$n^{\circ}$ pali	12.00
Diametro pali (m)	D pali	1.50

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
82 di 130

### 10.3 Azioni trasmesse dall'impalcato

Si faccia riferimento a quanto dichiarato prima in relazione.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
83 di 130

### 10.3.1 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. Nella tabella seguente si riassumono le singole reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, e la reazione totale, riferite all'asse della carreggiata:

CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO							
SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3		Rimanente
Larghezza corsia [m]	3.00		3.00		0.00		1.00
$Q_{ik}$ [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	0	0	
Ascissa Tandem [m]	6.50	4.50	3.50	1.50	0.50	1.50	
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	900.00	300.00	0.00	400.00	0.00	0.00	
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	900.00	300.00	0.00	400.00	0.00	0.00	
$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	9.00		2.50		0.00		2.50
$q_{ik}$ [kN] afferente a spalla	777.60		216.00		0.00		72.00
Ascissa colonna di carico [m]	5.50		2.50		1.00		0.50
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1,555.20		-216.00		0.00		-216.00
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1,555.20		-216.00		0.00		-216.00

CARICHI VERTICALI DA FOLLA	
$q_{fk}$	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Largh. pedonale 1	2.13 m
Largh. pedonale 2	2.13 m
$q_{fk,1}$	5.31 kN/m
$q_{fk,2}$	5.31 kN/m
$F_{marciapiede 1}$	153 kN
$F_{marciapiede 2}$	153 kN
$Z_{folla,marciapiede 1}$	-1.05 m
$Z_{folla,marciapiede 2}$	8.05 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
84 di 130

Le azioni dovute ai carichi mobili trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

**CARICHI VERTICALI DA FOLLA E TRAFFICO**

$N_{\text{traffico}}$	2,066 kN	SPICCATO FUSTO
$N_{\text{folla}}$	306 kN	
$N_{\text{tot}}$	2,372 kN	
$M_{\text{trav,traffico}}$	1,923 kNm	
$M_{\text{trav,folla}}$	0 kNm	
$M_{\text{trav,tot}}$	1,923 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	3,718 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	551 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	4,269 kNm	
$N_{\text{traffico}}$	2,066 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$N_{\text{folla}}$	306 kN	
$N_{\text{tot}}$	2,372 kN	
$M_{\text{trav,traffico}}$	1,923 kNm	
$M_{\text{trav,folla}}$	696 kNm	
$M_{\text{trav,tot}}$	2,619 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	5,990 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	887 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	6,878 kNm	

### 10.3.2 Azione di frenamento

Le azioni di frenamento trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONI DI ACCELERAZIONE E FRENATURA		
$T_{\text{long,frenatura}}$	257.76 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{\text{vert}}$	6.67 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00 m	
$M_{\text{long,frenatura}}$	1,719 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	0.00 kNm	
$T_{\text{long,frenatura}}$	257.76 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{\text{vert}}$	8.67 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00 m	
$M_{\text{long,frenatura}}$	2,235 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	0.00 kNm	

### 10.3.3 Azione centrifuga

Essendo l'asse viario rettilineo l'azione centrifuga risulta nulla.

### 10.3.4 Variazione termica

Variazione termica uniforme di progetto 30.000 °C  
 Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti 1.00

$T_{\text{long}}$	72 kN	SPICCATO FUSTO
$e_{\text{vert}}$	6.67 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00	
$M_{\text{long}}$	481 kNm	
$M_{\text{torc}}$	0.00 kNm	

$T_{\text{long}}$	72 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$e_{\text{vert}}$	8.67 m	
$e_{\text{trasv}}$	0.00	
$M_{\text{long}}$	626 kNm	
$M_{\text{torc}}$	0.00 kNm	

### 10.3.5 Azione del vento

#### AZIONE VENTO

Pressione vento	2.00 kPa
L 1° campata	57.60 m
% afferenza carico vento alla spalla	50.00 %
H impalcato	4.00 m
H barriera	0.00 m

T <sub>trav</sub>	230 kN	SPICCATO FUSTO
e <sub>vert</sub>	6.7 m	
e <sub>long</sub>	1.8 m	
M <sub>trav</sub>	1,998 kNm	
M <sub>torc</sub>	415 kNm	

T <sub>trav</sub>	230 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e <sub>vert</sub>	8.7 m	
e <sub>long</sub>	2.9 m	
M <sub>trav</sub>	2,458 kNm	
M <sub>torc</sub>	668 kNm	

### 10.3.6 Azione sismica

Di seguito si riportano i parametri assunti alla base del calcolo dell'azione sismica.

#### FORZE INERZIALI IMPALCATO

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10.00 %
$T_R$	949 anni
$a_g$	0.2350 g
$a_{gv}$	0.1500 g
$F_0$	2.4590
$F_v$	1.6100
$T_{c^*}$	0.2830 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
$S_t$	1.0000
$S_s$	1.5332
$S$	1.533
$C_c$	2.3497
$T_B$	0.2217
$T_c$	0.6650
$T_D$	2.5400

Sulla spalla in oggetto il sistema di vincolamento trasmette le azioni sismiche longitudinali derivanti dall'impalcato calcolate di seguito.

Lunghezza totale ponte	57.60 m
Luce campata adiacente spalla fissa	57.60 m
$m_{IMPALCATO\ TOTALE}$	920,543.12 kg
$m_{IMPALCATO\ AFFERENTE\ A\ SPALLA\ FISSA}$	460,271.56 kg
$F_{SISMICA\ LONG}$	3,253.72 kN
% sisma in y (long.)	100.00 %
% sisma in x (trasv.)	30.00 %
% sisma in verticale	30.00 %
spalla	isolata
% afferenza sisma alla spalla fissa	50.00 %
% attrito	100.00 %

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
88 di 130

Le azioni dovute al sisma trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N	512.51 kN	<b>SPICCATO FUSTO</b>
T <sub>long</sub>	1,231.92 kN	
T <sub>trav</sub>	392.54 kN	
e <sub>vert</sub>	6.67 m	
e <sub>trav</sub>	0.00 m	
e <sub>long</sub>	1.80 m	
M <sub>trav</sub>	3,030.44 kNm	
M <sub>torc</sub>	706.58 kNm	
M <sub>long</sub>	9,139.42 kNm	

N	512.51 kN	<b>INTRADOSSO FONDAZIONE</b>
T <sub>long</sub>	1,231.92 kN	
T <sub>trav</sub>	392.54 kN	
e <sub>vert</sub>	8.67 m	
e <sub>trav</sub>	0.00 m	
e <sub>x</sub>	2.90 m	
M <sub>trav</sub>	3,815.53 kNm	
M <sub>torc</sub>	1,138.38 kNm	
M <sub>long</sub>	12,167.01 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
89 di 130

## 10.4 Azioni relative alla spalla

### 10.4.1 Peso proprio

Elemento strutturale	N (kN)	x <sub>G</sub> (m)	y <sub>G</sub> (m)
Paraghiaia	691	6.75	8.93
Muri d'ala	2,826	3.08	5.80
Orecchie	0	0.00	0.00
Fusto	2,241	6.75	5.00
Plinto	8,927	5.65	1.00

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi della spalla, allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, sono le seguenti.

$\gamma$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	SPICCATO FUSTO
N	2,932 kN	
M <sub>long</sub>	0 kNm	
$\gamma$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	14,685 kN	
M <sub>long</sub>	-4,052 kNm	
M <sub>trasv</sub>	0 kNm	

### 10.4.2 Forze inerziali degli elementi della spalla

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione	
N	690.98	690.98 kN	PARAGHIAIA
Massa paraghiaia	70,435.78	70,435.78 kg	
T long	248.96	248.96 kN	
e vert,paraghiaia	6.93	8.93 m	
M long,paraghiaia	1,724.05	2,221.97 kNm	
T trasv	74.69	74.69 kN	
M trasv	517.21	666.59 kNm	

N		2,826.00 kN	MURID'ALA
Massa muri d'ala		288,073.39 kg	
T long		1,018.22 kN	
e vert,muri d'ala		5.80 m	
M long,muri d'ala		5,905.65 kNm	
T trasv		305.46 kN	
M trasv		1,771.69 kNm	

N	2,241.00	2,241.00 kN	FUSTO
Massa fusto	228,440.37	228,440.37 kg	
T long	807.44	807.44 kN	
e vert,fusto	3.00	5.00 m	
M long,fusto	2,422.31	4,037.19 kNm	
T trasv	242.23	242.23 kN	
M trasv	726.69	1,211.16 kNm	

N		8,927.00 kN	PLINTO
Massa plinto		909,989.81 kg	
T long		3,216.42 kN	
e vert,plinto		1.00 m	
M long,plinto		3,216.42 kNm	
T trasv		964.93 kN	
M trasv		964.93 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
91 di 130

Massa totale	298,876.15 kg	SPICCATO FUSTO
$N_{\text{sismica}}$	131.94 kN	
$T_{\text{long}}$	1,056.40 kN	
$M_{\text{long,plinto}}$	4,146.36 kNm	
$T_{\text{trasv}}$	316.92 kN	
$M_{\text{trasv}}$	1,243.91 kNm	
Massa totale	1,496,939.35 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$N_{\text{sismica}}$	660.82 kN	
$T_{\text{long}}$	5,291.03 kN	
$M_{\text{long,plinto}}$	15,198.90 kNm	
$T_{\text{trasv}}$	1,587.31 kN	
$M_{\text{trasv}}$	4,614.37 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
92 di 130

### 10.4.3 Spinta delle terre

#### 10.4.3.1 Spinta statica del terreno di monte

#### **SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE**

$\phi_k$ [°]	$\phi_k$ [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
40.00	0.70	0.84

<b>M1</b>	
$K_0$	0.36
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	1.85 m
$H_{\text{FUSTO}}$	6.00 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2.00 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	9.85 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	6.15 m
$\theta$	0.00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato(MONTE)}}$	3.08 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	9.33 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	5.65 m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12.45 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.85 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	152 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	8.62 m
<u>Fusto</u>	
$L_{\text{FUSTO}}$	12.45 m
$H_{\text{FUSTO}}$	6.00 m
$S_{\text{FUSTO}}$	2,588 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	4.38 m
<u>Plinto</u>	
$L_{\text{PLINTO}}$	15.80 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2.00 m
$S_{\text{PLINTO}}$	1,998 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0.96 m

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
93 di 130

$T_{\text{long,spinta}}$	2,741 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	7,171 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
$N_{\text{tot}}$	0 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	2,741 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	7,171 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{\text{long,spinta}}$	4,738 kN	
$M_{\text{long,spinta}}$	14,575 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	13,369 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-32,086 kNm	
$N_{\text{tot}}$	13,369 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	4,738 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	-17,511 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
94 di 130**SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE**

$\phi_k$ [°]	$\phi_k$ [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
40.00	0.70	0.84

**M1**

$K_a$	0.22
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	1.85 m
$H_{\text{FUSTO}}$	6.00 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2.00 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	9.85 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	6.15 m
$\theta$	0.00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato}}$	3.08 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	9.33 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	5.65 m

**Paraghiaia**

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12.45 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.85 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	93 kN
$y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	8.62 m

**Fusto**

$L_{\text{FUSTO}}$	12.45 m
$H_{\text{FUSTO}}$	6.00 m
$S_{\text{FUSTO}}$	1,576 kN
$y_{S,\text{FUSTO}}$	4.38 m

**Plinto**

$L_{\text{PLINTO}}$	15.80 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2.00 m
$S_{\text{PLINTO}}$	1,216 kN
$y_{S,\text{PLINTO}}$	0.96 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
95 di 130

$T_{long,spinta}$	1,668 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{long,spinta}$	4,365 kNm	
$N_{terreno imbarcato}$	0 kN	
$M_{long,terreno imbarcato}$	0 kNm	
$N_{tot}$	0 kN	
$T_{long,tot}$	1,668 kN	
$M_{long,tot}$	4,365 kNm	
$T_{long,spinta}$	2,884 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{long,spinta}$	8,872 kNm	
$N_{terreno imbarcato}$	13,369 kN	
$M_{long,terreno imbarcato}$	-32,086 kNm	
$N_{tot}$	13,369 kN	
$T_{long,tot}$	2,884 kN	
$M_{long,tot}$	-23,214 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**  
 Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



**ITALFERR**  
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
96 di 13010.4.3.2 Traffico a tergo spalla

<b>M1</b>	
K0	0.36
q TRAFFICO	30.00 kN/m <sup>2</sup>
H SPALLA	9.85 m
B PLINTO	11.30 m
H PLINTO	2.00 m
B TERRENO IMBARCATO	6.15 m
L PARAGHIAIA	12.45 m
X G.PALIFICATA	5.65 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T <sub>long</sub>	1,047 kN	
M <sub>long</sub>	4,111 kNm	

N	2,297 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T <sub>long</sub>	1,314 kN	
M <sub>long</sub>	557 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
97 di 13010.4.3.3 Sovrappinta sismica del terreno di monte**SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE**

$\phi_k$ [°]	$\phi_k$ [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
40.00	0.70	0.84

**M1**

$H_{\text{media(spalla)}}$	9.85 m
$\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
$K_a$	0.22
$k_h$	0.36
$k_v$	0.18
$\theta$	16.98 °
$\alpha$	90.00 °
$\beta$	0.00 °
$\delta$	0.00 °
$K_{a,e}$	0.40
$S_e$	463.37 kN/m
$S_a$	210.97 kN/m
$\Delta S$	252.40 kN/m
$q_{\Delta S}$	25.62 kN/m/m

Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12.45 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.85 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	590 kN
$y_{S_e,PARAGHIAIA}$	8.93 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	5,267 kNm

Fusto

$L_{\text{FUSTO}}$	12.45 m
$H_{\text{FUSTO}}$	6.00 m
$\Delta S_{e,FUSTO}$	1,914 kN
$y_{S_e,FUSTO}$	5.00 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	9,571 kNm

Plinto

$L_{\text{PLINTO}}$	15.80 m
$H_{\text{PLINTO}}$	2.00 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	810 kN
$y_{S_e,PLINTO}$	1.00 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	810 kNm

$T_{\text{long,spinta}}$	2,504 kN	
--------------------------	----------	--

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
98 di 130

$M_{long,spinta}$	9,829 kNm	SPICCATO FUSTO
$T_{long,spinta}$	3,314 kN	INTRADOSSO
$M_{long,spinta}$	15,648 kNm	FONDAZIONE

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
99 di 13010.4.3.4 Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	994,933.49 kg	SPICCATO FUSTO
$T_{long,SISMICA}$	3,516.66 kN	
$y_G$	3.93 m	
$M_{long,SISMICA}$	13,802.89 kNm	
$T_{trasv,SISMICA}$	1,055.00 kN	
$M_{trasv,SISMICA}$	4,140.87 kNm	
$N_{SISMICA}$	0.00 kN	
$x_G$	-3.68 m	
$M_{long,SISMICA}$	0.00 kNm	
Massa terreno imbarcato	1,362,828.75 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$T_{long,SISMICA}$	4,817.01 kN	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	5.93 m	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2.15 m	
$M_{long,SISMICA}$	28,031.47 kNm	
$T_{trasv,SISMICA}$	1,445.10 kN	
$M_{trasv,SISMICA}$	8,562.24 kNm	
$N_{SISMICA}$	601.62 kN	
$x_G$	-2.58 m	
$M_{long,SISMICA}$	-1,549.17 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
100 di 130

## 10.5 Sollecitazioni a spiccato fusto

### 10.5.1 Azioni elementari

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4,515	-	8,127	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	513	1,232	9,139	393	3,030	707
Traffico impalcato	2,372	-	4,269	-	1,923	-
Frenatura e centrifuga	-	258	1,719	0	0	0
DT	-	72	481	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	230	1,998	415
P.P. spalla	2,932	-	0	-	-	-
Inerzia sismica spalla	132	1,056	4,146	317	1,244	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	2,741	7,171	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1,668	4,365	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	2,504	9,829	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	3,517	13,803	1,055	4,141	-
Traffico tergo spalla	0	1,047	4,111	-	-	-

### 10.6 Sollecitazioni a spiccato fusto

Di seguito si riportano le sollecitazioni globali risultanti nella sezione di spiccato fusto.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N</b> [kN]	10,054	10,054	10,054	10,054	10,054	10,054	13,255	13,255	12,449	12,449	12,449
<b>T long</b> [kN]	3,786	3,752	5,166	5,166	4,317	4,352	3,752	4,317	5,166	4,100	4,665
<b>M long</b> [kNm]	21,231	21,000	26,549	26,549	23,219	23,450	26,763	28,982	30,861	27,632	29,852
<b>T trasv</b> [kN]	0	346	0	207	346	207	207	207	207	207	207
<b>M trasv</b> [kNm]	0	2,996	0	1,798	2,996	1,798	4,394	4,394	3,740	3,740	3,740
<b>M torc</b> [kNm]	0	622	0	373	622	373	373	373	373	373	373

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N</b> [kN]	7,447	7,447	7,447	7,447	7,447	7,447	9,819	9,819	9,226	9,226	9,226
<b>T long</b> [kN]	2,813	2,784	3,831	3,831	3,203	3,232	2,784	3,203	3,831	3,042	3,461
<b>M long</b> [kNm]	15,780	15,587	19,698	19,698	17,232	17,424	19,856	21,501	22,900	20,508	22,153
<b>T trasv</b> [kN]	0	230	0	138	230	138	138	138	138	138	138
<b>M trasv</b> [kNm]	0	1,998	0	1,199	1,998	1,199	3,122	3,122	2,641	2,641	2,641
<b>M torc</b> [kNm]	0	415	0	249	415	249	249	249	249	249	249

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N</b> [kN]	7,447	7,447	7,447	9,226
<b>T long</b> [kN]	2,784	3,196	2,777	2,777
<b>M long</b> [kNm]	15,587	17,184	15,539	18,741
<b>T trasv</b> [kN]	0	0	46	0
<b>M trasv</b> [kNm]	0	0	400	1,442
<b>M torc</b> [kNm]	0	0	83	0

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N</b> [kN]	7,447
<b>T long</b> [kN]	2,777
<b>M long</b> [kNm]	15,539

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
102 di 130

<b>T trasv</b> [kN]	0
<b>M trasv</b> [kNm]	0
<b>M torc</b> [kNm]	0

<b>COMBO SLV</b>	
<b>1</b>	
<b>N</b> [kN]	8,092
<b>T long</b> [kN]	10,014
<b>M long</b> [kNm]	49,651
<b>T trasv</b> [kN]	1,764
<b>M trasv</b> [kNm]	8,415
<b>M torc</b> [kNm]	707

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
103 di 130

### 10.5.2 Sollecitazioni oggetto di verifica

La verifica dell'elemento strutturale viene condotta facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria. Le sollecitazioni a spiccato fusto riferite ad una larghezza unitaria pari a 1 m risultano pertanto:

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,319	1,319	1,239	1,239	1,239
<b>T long [kN]</b>	377	373	514	514	430	433	373	430	514	408	464
<b>M long [kNm]</b>	2,112	2,090	2,642	2,642	2,310	2,333	2,663	2,884	3,071	2,749	2,970

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	741	741	741	741	741	741	977	977	918	918	918
<b>T long [kN]</b>	280	277	381	381	319	322	277	319	381	303	344
<b>M long [kNm]</b>	1,570	1,551	1,960	1,960	1,715	1,734	1,976	2,139	2,279	2,041	2,204

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N [kN]</b>	741	741	741	918
<b>T long [kN]</b>	277	318	276	276
<b>M long [kNm]</b>	1,551	1,710	1,546	1,865

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N [kN]</b>	741
<b>T long [kN]</b>	276
<b>M long [kNm]</b>	1,546

COMBO SLV	
	1
<b>N [kN]</b>	805
<b>T long [kN]</b>	996
<b>M long [kNm]</b>	4,940

## 10.6 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

### 10.6.1 Azioni elementari

Si riportano di seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata, riferite agli assi baricentrici della platea.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4,515	-	13,094	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	513	1,232	12,167	393	3,816	1,138
Traffico impalcato	2,372	-	6,878	-	2,619	-
Frenatura e centrifuga	-	258	2,235	0	0	0
DT	-	72	626	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	230	2,458	668
P.P. spalla	14,685	-	-4,052	-	0	-
Inerzia sismica spalla	661	5,291	15,199	1,587	4,614	-
Terreno imbarcato	13,369	-	-32,086	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	4,738	14,575	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	2,884	8,872	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	3,314	15,648	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	602	4,817	26,482	1,445	8,562	-
Traffico tergo spalla	2,297	1,314	557	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
105 di 130

### 10.6.2 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

Le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante sono calcolate rispetto al baricentro della palificata.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	43,969	43,969	47,070	47,070	45,209	45,209	47,171	48,411	49,465	46,364	47,605
<b>T long [kN]</b>	6,484	6,449	8,223	8,223	7,159	7,193	6,449	7,159	8,223	6,797	7,507
<b>M long [kNm]</b>	-10,682	-10,982	-10,229	-10,229	-10,681	-10,381	-1,697	-1,396	-3,283	-1,018	-717
<b>T trasv [kN]</b>	0	346	0	207	346	207	207	207	207	207	207
<b>M trasv [kNm]</b>	0	3,688	0	2,213	3,688	2,213	5,749	5,749	4,858	4,858	4,858
<b>M torc [kNm]</b>	0	1,002	0	601	1,002	601	601	601	601	601	601

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>N [kN]</b>	32,570	32,570	34,867	34,867	33,488	33,488	34,941	35,860	36,645	34,348	35,267
<b>T long [kN]</b>	4,811	4,782	6,096	6,096	5,307	5,336	4,782	5,307	6,096	5,040	5,565
<b>M long [kNm]</b>	-7,843	-8,093	-7,536	-7,536	-7,870	-7,620	-1,215	-992	-2,377	-700	-477
<b>T trasv [kN]</b>	0	230	0	138	230	138	138	138	138	138	138
<b>M trasv [kNm]</b>	0	2,458	0	1,475	2,458	1,475	4,094	4,094	3,440	3,440	3,440
<b>M torc [kNm]</b>	0	668	0	401	668	401	401	401	401	401	401

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
<b>N [kN]</b>	32,570	33,488	32,570	34,348
<b>T long [kN]</b>	4,782	5,300	4,775	4,775
<b>M long [kNm]</b>	-8,093	-7,933	-8,156	-2,997
<b>T trasv [kN]</b>	0	0	46	0
<b>M trasv [kNm]</b>	0	0	492	1,965
<b>M torc [kNm]</b>	0	0	134	0

COMBO SLE - QP	
	1
<b>N [kN]</b>	32,570
<b>T long [kN]</b>	4,775
<b>M long [kNm]</b>	-8,156

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

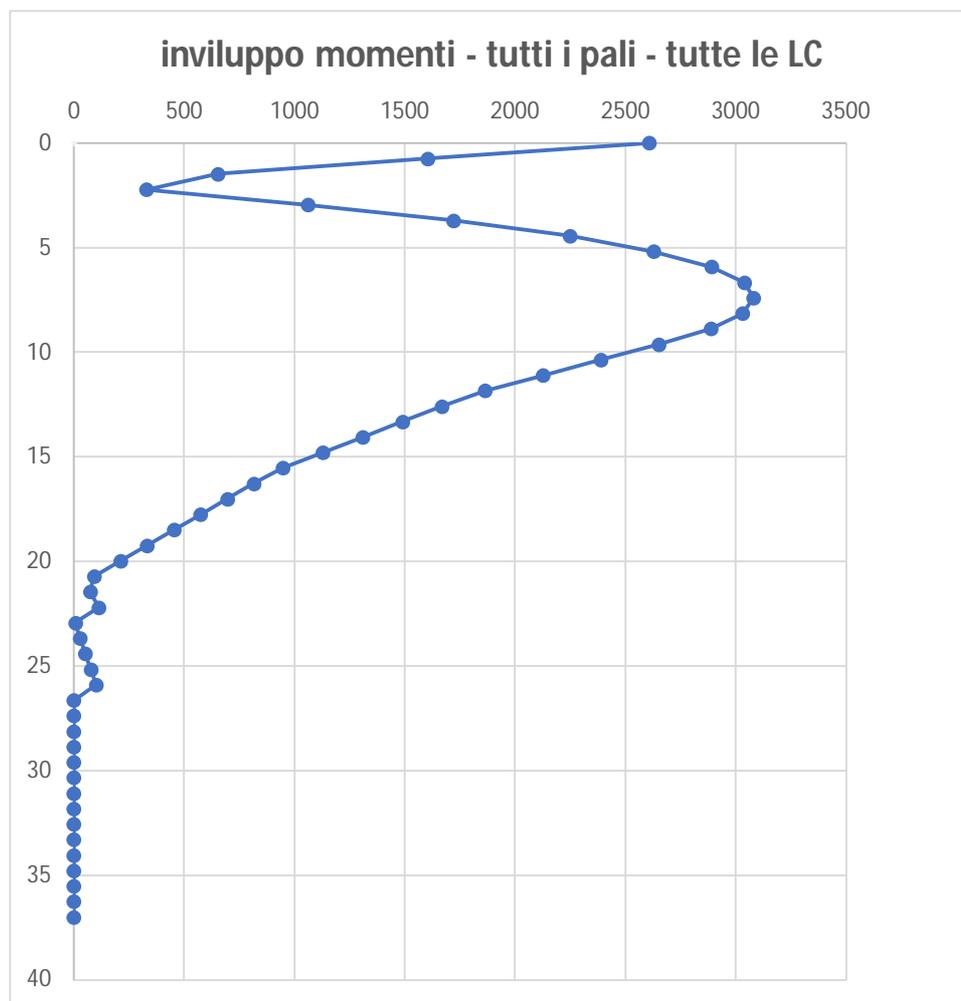
Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
106 di 130

<b>T trasv</b> [kN]	0
<b>M trasv</b> [kNm]	0
<b>M torc</b> [kNm]	0

COMBO SLV	
1	
<b>N</b> [kN]	34,345
<b>T long</b> [kN]	17,575
<b>M long</b> [kNm]	55,638
<b>T trasv</b> [kN]	3,425
<b>M trasv</b> [kNm]	16,992
<b>M torc</b> [kNm]	1,138

### 10.7 Sollecitazione sui pali di fondazione

Si riportano di seguito i grafici degli andamenti delle sollecitazioni lungo il palo:



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

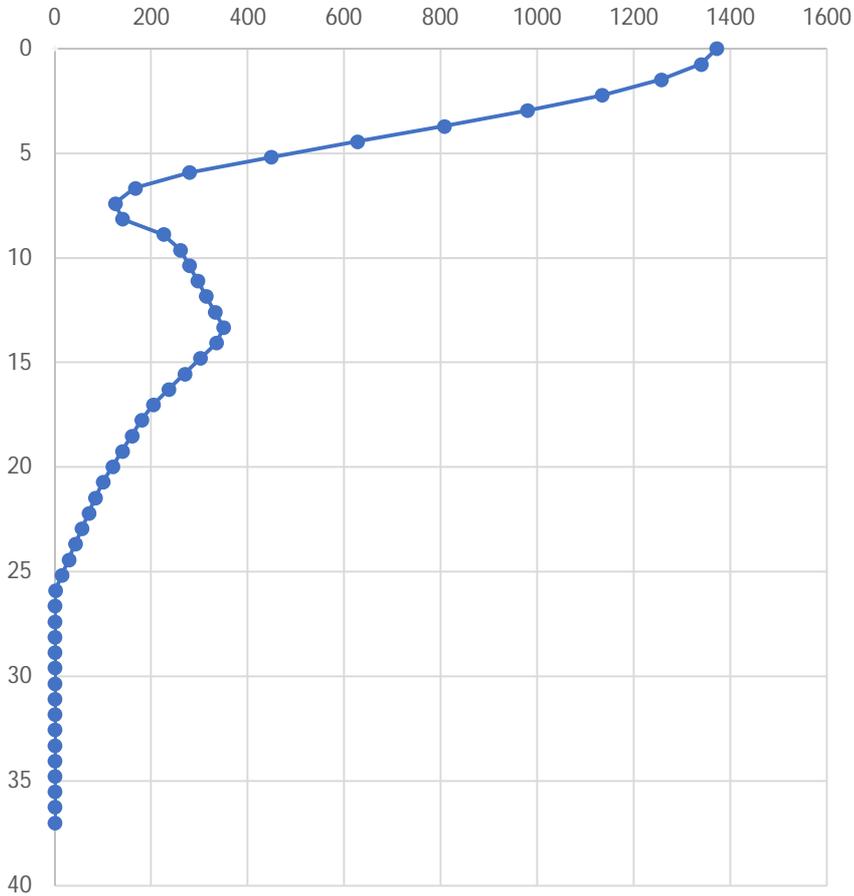
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
108 di 130

### involuppo tagli - tutti i pali - tutte le LC



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
109 di 130

Si riportano le azioni in testa a ciascun palo:

**Azioni assiale a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6
SLU 1	-1981	-1981	-1981	-2573	-2573	-2573
SLU 2	-1909	-2046	-2182	-2371	-2508	-2644
SLU 3	-1982	-1982	-1982	-2803	-2803	-2803
SLU 4	-1900	-1982	-2064	-2721	-2803	-2885
SLU 5	-1884	-2020	-2157	-2490	-2626	-2762
SLU 6	-1873	-1955	-2037	-2609	-2691	-2773
SLU 7	-2195	-2440	-2684	-2657	-2902	-3147
SLU 8	-2169	-2414	-2659	-2775	-3020	-3265
SLU 9	-2073	-2277	-2480	-2894	-3098	-3302
SLU 10	-2105	-2309	-2513	-2630	-2834	-3038
SLU 11	-2080	-2283	-2487	-2748	-2952	-3156
SLE RA 1	-1452	-1452	-1452	-1921	-1921	-1921
SLE RA 2	-1415	-1506	-1597	-1776	-1867	-1958
SLE RA 3	-1459	-1459	-1459	-2086	-2086	-2086
SLE RA 4	-1405	-1459	-1514	-2031	-2086	-2140
SLE RA 5	-1397	-1487	-1578	-1863	-1954	-2045
SLE RA 6	-1379	-1433	-1488	-1954	-2008	-2063
SLE RA 7	-1623	-1798	-1973	-1983	-2158	-2334
SLE RA 8	-1604	-1779	-1954	-2071	-2246	-2421
SLE RA 9	-1533	-1678	-1823	-2159	-2304	-2449
SLE RA 10	-1557	-1702	-1847	-1964	-2109	-2254
SLE RA 11	-1538	-1683	-1828	-2051	-2196	-2341
SLE FR 1	-1506	-1506	-1506	-1867	-1867	-1867
SLE FR 2	-1501	-1501	-1501	-1941	-1941	-1941
SLE FR 3	-1502	-1520	-1538	-1835	-1853	-1871
SLE FR 4	-1648	-1739	-1829	-1981	-2072	-2162
SLE QP 1	-1520	-1520	-1520	-1853	-1853	-1853
SLV 1	479	98	-284	-3288	-3669	-4051

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
110 di 130**TAGLIO a testa palo (kN)**

Comb.	Palo					
	1	2	3	4	5	6
SLU 1	361	361	361	570	570	570
SLU 2	338	338	342	528	528	531
SLU 3	459	459	459	727	727	727
SLU 4	460	460	461	727	727	728
SLU 5	387	387	391	608	608	611
SLU 6	411	411	413	651	651	651
SLU 7	336	336	338	527	527	529
SLU 8	386	386	387	607	607	608
SLU 9	460	460	461	727	727	728
SLU 10	349	349	350	548	548	549
SLU 11	398	398	400	628	628	629
SLE RA 1	274	274	274	432	432	432
SLE RA 2	254	254	256	397	397	399
SLE RA 3	344	344	344	544	544	544
SLE RA 4	344	344	345	545	545	545
SLE RA 5	290	290	292	456	456	458
SLE RA 6	311	311	311	492	492	492
SLE RA 7	252	252	254	396	396	397
SLE RA 8	289	289	290	456	456	456
SLE RA 9	344	344	345	545	545	545
SLE RA 10	262	262	263	412	412	413
SLE RA 11	298	298	299	471	471	472
SLE FR 1	252	252	252	396	396	396
SLE FR 2	283	283	283	446	446	446
SLE FR 3	247	247	247	387	387	387
SLE FR 4	247	247	247	387	387	387
SLE QP 1	247	247	247	387	387	387
SLV 1	857	857	878	1359	1359	1372

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
111 di 130**MOMENTO a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6
SLU 1	632	632	632	974	974	974
SLU 2	648	648	650	973	973	974
SLU 3	756	756	756	1185	1185	1185
SLU 4	757	757	757	1185	1185	1186
SLU 5	691	691	694	1058	1058	1059
SLU 6	676	676	677	1059	1059	1060
SLU 7	654	654	654	977	977	977
SLU 8	698	698	697	1062	1062	1061
SLU 9	760	760	759	1187	1187	1187
SLU 10	644	644	643	976	976	975
SLU 11	687	687	686	1061	1061	1060
SLE RA 1	465	465	465	722	722	722
SLE RA 2	478	478	479	721	721	722
SLE RA 3	558	558	558	878	878	878
SLE RA 4	558	558	559	878	878	878
SLE RA 5	510	510	511	784	784	785
SLE RA 6	497	497	498	785	785	786
SLE RA 7	483	483	483	724	724	724
SLE RA 8	515	515	515	787	787	787
SLE RA 9	561	561	560	880	880	879
SLE RA 10	475	475	474	723	723	723
SLE RA 11	507	507	507	786	786	786
SLE FR 1	477	477	477	720	720	720
SLE FR 2	513	513	513	783	783	783
SLE FR 3	480	480	480	720	720	720
SLE FR 4	485	485	486	723	723	724
SLE QP 1	480	480	480	720	720	720
SLV 1	1541	1541	1614	2564	2564	2609

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
112 di 130

Le sollecitazioni in testa palo più gravose per le diverse combinazioni di carico risultano:

SLU	
Nmax (kN)	-1873
Nmin (kN)	-3302
Vmax (kN)	728
Mmax (kN)	1187

SLV	
Nmax (kN)	479
Nmin (kN)	-4051
Vmax (kN)	1372
Mmax (kN)	2609

SLE RARA	
Nmax (kN)	-1379
Nmin (kN)	-2449
Vmax (kN)	545
Mmax (kN)	880

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-1501
Nmin (kN)	-2162
Vmax (kN)	446
Mmax (kN)	783

SLE QP	
Nmax (kN)	-1520
Nmin (kN)	-1853
Vmax (kN)	387
Mmax (kN)	720

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
113 di 130

Le massime sollecitazioni di momento flettente, per alcune combinazioni di carico, si registrano lungo il palo, in particolare:

SLU		
Mmax (kN)	1187	$y_{palo}=0.0m$

SLV		
Mmax (kN)	3081	$y_{palo}=7.4$

SLE RARA		
Mmax (kN)	879	$y_{palo}=0.0$

### 10.8 Sollecitazioni sulla platea di fondazione

La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali, i massimi sforzi di compressione, valutati considerando le distribuzioni elastiche, risultano:

SLU	
Nmax (kN)	-3301

SLV	
Nmax (kN)	-4051

SLE RARA	
Nmax (kN)	-2987

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-2637

SLE QP	
Nmax (kN)	-2260

Si è utilizzato per le azioni in esercizio un coefficiente Piglet pari a 1.22 ovvero la media tra quello definito per l'azione assiale (1.35) e per i momenti flettenti (1.10).

Le azioni dei pali sono sgravate del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento.

La sezione di verifica è assunta non a filo fusto ma in posizione affondata nella sezione di incastro per potere consentire idonee diffusioni degli stati tensionali.

#### Caratteristiche geometriche:

Larghezza sezione reagente	340.00 cm
Altezza sezione reagente	180.00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	100.00 cm
Peso specifico terreno ricoprimento	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Sbalzo anteriore fondazione	270.00 cm
Approfondimento sezione di incastro nel fusto	15.00 cm
Luce di calcolo mensola inflessa	285 cm
Distanza asse palo da sezione di verifica	170.00 cm
Peso proprio	153 kN/m
Peso terreno di ricoprimento	68 kN/m

Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto:

	Ved [kN]	Med [kNm]
Cambinazione di carico SLU	2671	4714
Cambinazione di carico SLV	3421	5989
Cambinazione di carico SLE Rare	2357	4180
Cambinazione di carico SLE Frequenti	2007	3585
Cambinazione di carico SLE Quasi permanenti	1630	2944

## 10.9 Sollecitazioni sui ritegni

Nel presente paragrafo si analizzano i ritegni sismici.

L'azione sollecitante presa in considerazione deriva dalle massime sollecitazioni che sono in grado trasmettere gli appoggi allo SLC.

### 10.6.3 Ritegni trasversali

I risvolti trasversali sono presenti su tutte le strutture in elevazione, ovvero sia sulle pile che sulle spalle, e pertanto, ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano i soli appoggi della spalla.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidezza di 3.48 kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 190 mm.

Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 3.48 \text{ kN/mm} * 190 \text{ mm} = 661 \text{ kN}$$

Essendo presenti due isolatori su ciascuna spalla la forza agente sul ritegno in oggetto risulta pari a:

$$F_{Ed} = 661 \text{ kN} * 2 = 1322 \text{ kN}$$

### 10.6.4 Ritegni longitudinali

Nel caso in esame gli isolatori presentano le seguenti caratteristiche:

	k isolatore [kN/mm]	n app	K tot [kN/mm]
kspA	3.48	2	6.96
kpila 1	3.48	2	6.96
			13.92

Lo spostamento massimo si assume pari a 180 mm.

Si ottiene pertanto una forza su totale pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 13.92 \text{ kN/mm} * 180 \text{ mm} = 2506 \text{ kN}$$

Considerando la dissipazione fornita dai dispositivi di appoggio e il contributo offerto dal rilevato a tergo spalla costituito da misto cementato, si assume, cautelativamente, una sollecitazione sui ritegni longitudinali pari al 50% dell'azione totale derivante dai dispositivi di appoggio. La forza agente sul ritegno in oggetto risulta pari a:

$$F_{Ed} = 2506 \text{ kN} * 0.50 / 2 = 626 \text{ kN}.$$



## 11 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali le cui sollecitazioni di verifica sono state calcolate ai paragrafi precedenti.

### 11.3 Pali di fondazione – Sezione testa palo (profondità 0.00m-18.00m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di testa palo che, dalle analisi effettuate, risulta la più sollecitata.

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 84\phi 26$

$A_{sw} = \text{staffe } \phi 12/7.5-10$

#### 11.1.1 Verifiche agli SLU

##### 11.1.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 3081 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 75 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 84

Diametro barre 2.6 [cm]

Copriferro [baric.] 9.5 [cm]

N° barre 0 Zoom

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 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

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

M<sub>xRd</sub> 8,916 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  6.909 ‰

d 140.5 cm

x 47.24 x/d 0.3363

$\delta$  0.8603

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

11.1.1.2 Verifica a Taglio

$V_{ed}$	1371	kN
$N_{ed}$	0	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\Phi$	150	cm
$b_w$	135,00	cm
$h_e$	93,67	cm
$d$	84,17	cm
$A_{sl}$	254,88	cm <sup>2</sup>
$c$	9,50	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	2,26	cm <sup>2</sup>
passo	10	cm
$f_{cd}$	14,17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	616	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	2498	kN
$V_{Rsd}$	1675	kN
$V_{Rd}$	1675	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.



## 11.1.2 Verifiche agli SLE

### 11.1.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 879 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

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

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

Sezione circolare cava  
 Raggio esterno 75 [cm]  
 Raggio interno 0 [cm]  
 N° barre uguali 84  
 Diametro barre 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.) 9.5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 879 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 C25/30  
 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> 14.17  
 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> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -2.269 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 52.9 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub> 0.2645 ‰  
 d 140.5 cm  
 x 55.01 x/d 0.3915  
 δ 0.9294

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.



## 11.1.2.2 Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 783 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

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

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

Sezione circolare cava  
 Raggio esterno 75 [cm]  
 Raggio interno 0 [cm]  
 N° barre uguali 84  
 Diametro barre 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.) 9.5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 783 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 C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -2.021 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  47.12 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.2356 ‰  
 d 140.5 cm  
 x 55.01 x/d 0.3915  
 $\delta$  0.9294

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

## Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	$f_{ck}$ =	25	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s$ =	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>

## Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	D =	150	cm
Area armatura esterna	$A_{se}$ =	254.88	cm <sup>2</sup>

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
120 di 130

Copriferro baricentro acciaio esterno	$c_s =$	9.5	cm
Area armatura interna	$A_{si} =$	0	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio interno	$c's =$	16.7	cm
Ricoprimento barre più esterne	$c =$	8.3	cm
Ricoprimento barre più interne	$c+S =$	16.7	cm
Diametro massimo barre	$\Phi =$	2.6	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	690.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	0.00000	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	48.8	cm
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	47	N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio prodotta da Msr	$\sigma_{sr} =$	114.53	N/mm <sup>2</sup>
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza media barre	$s =$	9.8	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	1.84	N/mm <sup>2</sup>
Tensioni nel calcestruzzo compresso	$\sigma_2 =$	-1.84	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	9.8	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	36.2	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	354.8	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	5.3	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	27.26	cm
<b>Deformazione unitaria media</b>			
Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0	
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5	
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	1.56E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	<b>0.072</b>	mm
	$w_k < w_{amm}$	<b>Verificato</b>	

La verifica è soddisfatta.



## 11.4 Pali di fondazione – Prima sezione cambio armatura (profondità 13.50 m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di cambio armatura, posizionata a 18.00m di profondità dalla testa del palo:

$D = 150$  cm

$A_s = 60\phi 26$

$A_{sw} =$  staffe  $\phi 12/20$

### 11.2.1 Verifiche agli SLU

#### 11.2.1.1 Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 1488$  kNm

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 75 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 60

Diametro barre 2.6 [cm]

Copriferro (baric.) 9.5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0 0 kN

$M_{xEd}$  0 0 kNm

$M_{yEd}$  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

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_0$  0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

$M_{xRd}$  6,642 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  8.154 ‰

$d$  140.5 cm

$x$  42.19  $x/d$  0.3003

$\delta$  0.8154

Essendo  $M_{RD} > M_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.

11.2.1.2 Verifica a Taglio

$V_{ed}$	350	kN
$N_{ed}$	0	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,50	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\Phi$	150	cm
$b_w$	135,00	cm
$h_e$	93,67	cm
$d$	84,17	cm
$A_{sl}$	108,48	cm <sup>2</sup>
$c$	9,50	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$A_{sw}$	2,26	cm <sup>2</sup>
passo	20	cm
$f_{cd}$	14,17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	464	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rcd}$	2498	kN
$V_{Rsd}$	838	kN
$V_{Rd}$	838	kN

Essendo  $V_{RD} > V_{ED}$  la verifica risulta soddisfatta.



## 11.2.2 Verifiche agli SLE

### 11.2.2.1 Verifiche tensionali e a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 143 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

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

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

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

Sezione circolare cava  
 Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 60  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 143 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 C25/30  
 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>: 14.17  
 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>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

σ<sub>c</sub>: -0.4501 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 11.73 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub>: 0.05866 ‰  
 d: 140.5 cm  
 x: 51.32 x/d: 0.3653  
 δ: 0.8966

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Essendo  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  e  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  la verifica è soddisfatta.

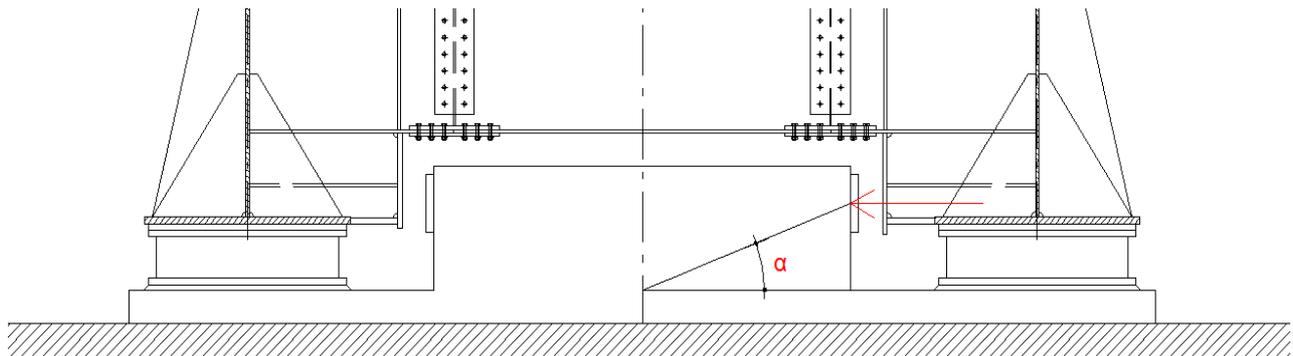
Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ( $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

La tensione risulta molto ridotta e quindi si considera la verifica automaticamente soddisfatta.

## 11.5 Ritegni

### 11.3.1 Ritegni trasversali

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad  $\alpha$  che dipende dalla geometria del ritegno. A favore di sicurezza si adotta  $\alpha=45^\circ$ .



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 1322 \text{ kN} * \tan (45^\circ) = 1322 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero  $10\phi 26$ :  $A_s = 5310 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

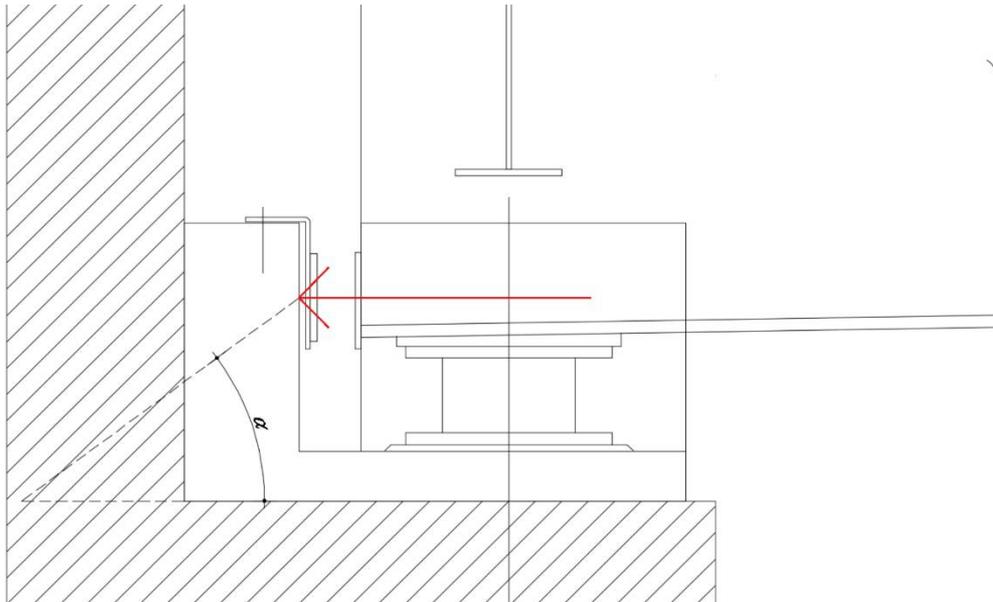
$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 5310 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 2076 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 1322 \text{ kN} / 2076 \text{ kN} = 0.64 < 1 \text{ verificato}$$

### 11.3.2 Ritegni longitudinali

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad  $\alpha$  che dipende dalla geometria del ritegno.



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 2506 \text{ kN} * \tan (35^\circ) = 1754 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero  $17\phi 26$ :  $A_s = 6903 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 6903 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 3530 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 1754 \text{ kN} / 3530 \text{ kN} = 0.50 < 1 \text{ verificato}$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001

Rev.  
B

Foglio  
126 di 130

## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 12.1.1 Verifica di portanza verticale della palificata

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di compressione risultano:

$$N_{\max,SLU} = -3302 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV} = -4051 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLE} = -2449 \text{ kN}$$

Si adottano pali di lunghezza pari a **42.00m**.

Si riportano di seguito la tabella e il diagramma di portanza del palo singolo forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



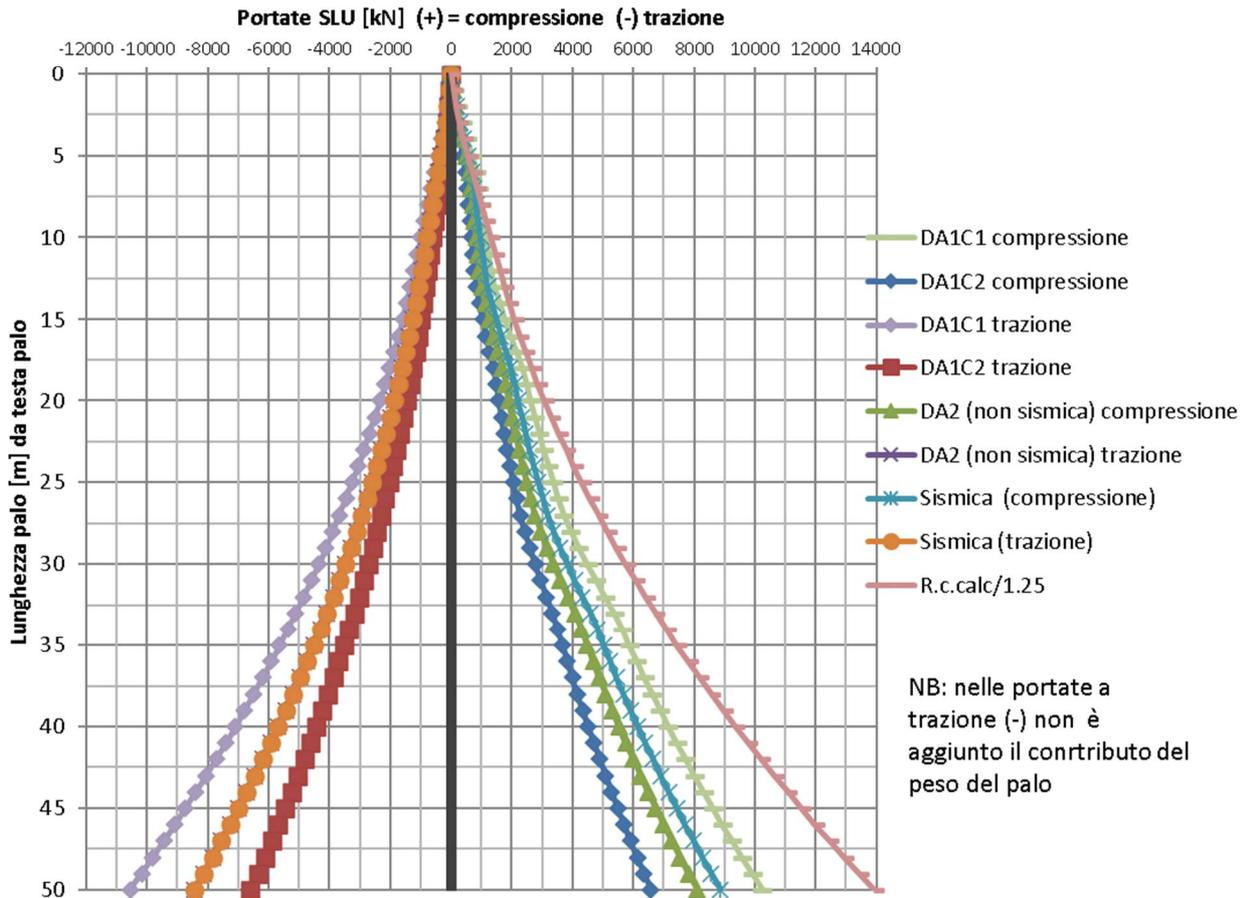
Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
127 di 130

m (da t.p.)	DA1 C1 [kN]		DA1 C2 [kN]		DA2 (non sismica) [kN]		SISMICA [kN]		R <sub>c,calc</sub> /1.25 [kN]
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	109	-56	59	-35	71	-45	86	-45	74
2	232	-126	128	-79	154	-101	185	-101	166
3	369	-210	207	-131	249	-168	296	-168	277
4	521	-308	296	-193	357	-247	419	-247	407
5	685	-420	394	-263	476	-336	554	-336	555
6	853	-534	493	-334	598	-427	691	-427	705
7	931	-649	541	-405	653	-519	762	-519	856
8	1009	-763	588	-477	709	-610	833	-610	1007
9	1087	-877	635	-548	765	-702	904	-702	1158
10	1166	-991	682	-620	820	-793	975	-793	1309
11	1244	-1106	729	-691	876	-884	1046	-884	1459
12	1322	-1220	777	-762	931	-976	1117	-976	1610
13	1441	-1335	848	-834	1017	-1068	1218	-1068	1762
14	1606	-1455	947	-910	1138	-1164	1354	-1164	1921
15	1778	-1583	1051	-989	1265	-1266	1497	-1266	2090
16	1957	-1718	1159	-1074	1398	-1374	1645	-1374	2268
17	2144	-1860	1273	-1163	1537	-1488	1800	-1488	2455
18	2337	-2009	1392	-1256	1682	-1607	1961	-1607	2652
19	2498	-2166	1491	-1354	1804	-1733	2098	-1733	2859
20	2625	-2329	1573	-1456	1903	-1863	2212	-1863	3075
21	2760	-2500	1659	-1562	2007	-2000	2332	-2000	3300
22	2902	-2678	1750	-1674	2118	-2142	2458	-2142	3534
23	3051	-2863	1846	-1789	2235	-2290	2591	-2290	3779
24	3207	-3055	1947	-1909	2358	-2444	2730	-2444	4032
25	3370	-3254	2052	-2034	2488	-2603	2874	-2603	4295
26	3540	-3460	2163	-2163	2624	-2768	3026	-2768	4567
27	3718	-3674	2279	-2296	2765	-2939	3183	-2939	4849
28	3942	-3894	2423	-2434	2943	-3115	3376	-3115	5140
29	4215	-4122	2596	-2576	3157	-3298	3605	-3298	5441
30	4493	-4356	2773	-2723	3377	-3485	3840	-3485	5750
31	4780	-4599	2956	-2874	3603	-3679	4083	-3679	6071
32	5074	-4848	3144	-3030	3836	-3879	4330	-3879	6400
33	5374	-5105	3336	-3190	4074	-4084	4585	-4084	6738
34	5642	-5368	3510	-3355	4289	-4294	4815	-4294	7086
35	5876	-5639	3665	-3524	4481	-4511	5022	-4511	7443
36	6118	-5916	3825	-3698	4679	-4733	5235	-4733	7810
37	6367	-6201	3990	-3876	4883	-4961	5455	-4961	8186
38	6623	-6493	4159	-4058	5093	-5195	5680	-5195	8571
39	6886	-6792	4334	-4245	5309	-5434	5912	-5434	8966
40	7157	-7099	4514	-4437	5532	-5679	6150	-5679	9370
41	7434	-7412	4699	-4633	5761	-5930	6394	-5930	9784
42	7719	-7733	4888	-4833	5995	-6186	6645	-6186	10210
43	8010	-8060	5082	-5038	6237	-6448	6902	-6448	10640
44	8309	-8395	5282	-5247	6484	-6716	7164	-6716	11080
45	8615	-8737	5486	-5461	6738	-6990	7433	-6990	11530
46	8928	-9087	5695	-5679	6998	-7269	7709	-7269	11990
47	9249	-9443	5909	-5902	7264	-7554	7990	-7554	12460
48	9576	-9806	6128	-6129	7536	-7845	8278	-7845	12940
49	9910	-10180	6352	-6360	7814	-8141	8572	-8141	13430
50	10250	-10550	6581	-6597	8099	-8444	8872	-8444	13930

**IV35 ø1500 - falda a 1 m da p.c. testa palo a 2.5 m da p.c. due sondaggi-  $\xi_3=1.65$  ASSENZA LIQUEFAZIONE**

REV marzo 2021





### 12.1.2 Verifica di portanza orizzontale della palificata

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di taglio agenti sulla palificata risultano:

$$T_{\max,SLU} = 8223 \text{ kN}$$

$$T_{\max,SLV} = 17575 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito l'azione assiale minima sui pali in combinazione quasi permanente come da paragrafo 7.7. Si utilizza questa combinazione essendo la combinazione di calcolo di base dell'azione sismica, dimensionante per la verifica in oggetto, nella quale non si tengono in conto gli sbilanciamenti longitudinali e trasversali tra i pali dovuti all'azione sismica, e quindi ciò equivale a considerare cautelativamente la minima azione assiale mediata tra i pali di fondazione.

$$N_{\min} = 1520 \text{ kN}$$

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

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

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 86  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 1520 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Tipologia rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

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

**Tipologia flessione**

Retta  Deviata

**Materiali**

B450C C25/30

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>: 14.17  
 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>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 9,510 kN m

σ<sub>c</sub>: -14.17 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>: 5.955 ‰  
 d: 140.5 cm  
 x: 52.01 x/d: 0.3702  
 δ: 0.9027

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**

Consorzio ENI per l'Alta Velocità



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV35A6 001Rev.  
BFoglio  
130 di 130
 $\xi_3$                     1                     $\gamma_R$                     1.885                     $M_P$                     9510 kN·m

 $S_{u,d}$                     50.00 kPa                     $n_B$                     4                     $S_B$                     4.5 m

 $B$                     18 m                     $n_L$                     3                     $S_L$                     4.5 m

 $L$                     10.5 m                     $n_{pali}$                     12                     $s$                     0 m

 $H_{front,singolo}$                     3771 kNm

 $H_{front}$                     15085 kN

 $H_{sides}$                     16550 kN

31634 kN
 $R_d = 31634 / 1.89 = 16782$  kN

 $eff.gr = 31634 / (3771 \cdot 12)$ 
**0.699**

Al contributo precedentemente calcolato pari a 16782 kN, si somma il contributo resistente della spinta del terreno sul bordo plinto, trascurando cautelativamente la diffusione del carico a valle plinto sul terreno a valle:

	$\xi_3$	$\gamma_R$	$a_{max}$	$\phi_k$	$K_p$	$K_p$	$\gamma$	$S_{u,k}$	$Z_{wt}$	Z wt assoluta
			[g]	[°]	$\delta/\phi=0.5$	$\delta/\phi=0.0$	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[m]	m slm
IV35	1.6	1.3	0.361					50	1	85

B	L	H	q	B <sub>eff</sub> senza diff	non dr	% spinta mobilitata
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[m]	[kN]	
15.8	11.3	2	0	15.8	1519	0.70

Quindi complessivamente il contributo resistente è pari a:

$$T_{Rd} = 16782 + 1519 \times 0.70 = 18301 \text{ kN}$$

Essendo  $T_{Rd} = 17845 \text{ kN} > T_{Ed}$  la verifica risulta soddisfatta.

Si procede determinando la quota di profondità della cerniera plastica:

$H_{eq}$	<b>2636.20</b> kN	equiv. Singolo
$H/c_u \cdot d^2$	23.43	palo
$L >$	<b>12.167</b> m	$L/d$ 8.111329

Per garantire la formazione della cerniera plastica in profondità si prevede il prolungamento dell'armatura in grado di garantire il momento resistente sufficiente a soddisfare la verifica (48φ26) fino alla quota della seconda cerniera plastica.