



# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



**Regione Lombardia**

Provincia di Milano

**Legge n. 345/97**

## Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale  
all'aeroporto di Malpensa 2000

( CONVENZIONE DEL 29.10.1999 )

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta  
e la Tangenziale ovest di Milano  
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede  
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

**PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE**

**D - OPERE D'ARTE MAGGIORI**

TRATTA A : MAGENTA - ALBAIRATE  
GA06 - Svincolo n.4 (Progr.Km 9+020)  
Galleria artificiale L=80m: relazione di calcolo

Revisioni	Controllato	Approvato	Data : .....Dicembre 2008.....	Scala : .....-.....
			Agg.to : .....Novembre 2014.....	All.to n. ....D.7.2.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.  
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



Il Progettista :

Il Direttore Tecnico  
Dott.Ing. Alberto RINALDI

Visto  
La Direzione Centrale Progettazione :  
Dott. Ing. Nicola DINNELLA

Visto  
Il Responsabile del Procedimento :  
Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

## INDICE

1	PREMESSE .....	3
1.1	Criteri di calcolo .....	4
2	NORMATIVA.....	6
2.1	Normativa tecnica di riferimento .....	6
2.1.1	Geotecnica.....	6
2.1.2	Materiali .....	6
2.1.3	Costruzioni in c.a. e acciaio.....	6
2.1.4	Ponti stradali.....	6
2.1.5	Sismica .....	7
2.2	Normativa tecnica vigente .....	7
2.3	Bibliografia e altri riferimenti .....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
3.1	Calcestruzzo .....	8
3.1.1	Calcestruzzo per fondazioni, diaframmi e elevazioni .....	8
3.1.2	Calcestruzzo per soletta impalcato.....	8
3.1.3	Calcestruzzo per profili redirettivi, lastra prefabbricata elevazioni, predalles impalcato .....	8
3.1.4	Calcestruzzo per travi prefabbricate, puntoni prefabbricati .....	9
3.1.5	Miscela cementizia jet-grouting .....	9
3.2	Acciaio .....	9
3.2.1	Acciaio in barre per getti .....	9
3.3	Durabilità dei materiali .....	9
3.3.1	Conglomerati cementizi .....	9
3.4	Resistenza al fuoco .....	11
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	12
4.1	Stratigrafie di riferimento.....	12
4.2	Stratigrafie di calcolo .....	16
5	CRITERI DI CALCOLO.....	18
5.1	Modello strutturale .....	18
5.1.1	Modello A-0 (Fase 0) .....	19
5.1.2	Modello A-1 (Fase 1) .....	21
5.1.3	Modello A-2 (Fase 2) .....	21
5.1.4	Modello A-3 (Fase 3) .....	22
5.1.5	Modello A-4 (Fase 4) .....	22
5.1.6	Modello B.....	23
6	ANALISI DEI CARICHI .....	24
6.1	Azioni permanenti strutturali (G <sub>1</sub> ).....	24
6.1.1	Peso proprio .....	24
6.2	Azioni permanenti non strutturali (G <sub>2</sub> ).....	25
6.2.1	Terreno riempimento .....	25
6.3	Spinta del terreno (G <sub>3</sub> ).....	25
6.4	Azione sismica (E) .....	25
6.4.1	Stati limite di progetto sismici .....	26
6.4.2	Spettri di risposta .....	26
6.4.3	Masse efficaci e variabilità del moto sismico.....	31
6.4.4	Azioni inerziali pesi propri strutturali e permanenti non strutturali .....	31
6.4.5	Sovraspinte dinamiche del terreno .....	32
6.5	Ritiro del calcestruzzo (ε <sub>2</sub> ) .....	32

---

6.6	Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ ).....	34
6.7	Cedimenti vincolari ( $\epsilon_4$ ).....	34
6.8	Azioni accidentali da traffico veicolare ( $Q_1$ ).....	34
6.8.1	<i>Azioni sull'impalcato</i> .....	34
6.8.2	<i>Spinte sui piedritti</i> .....	37
6.8.3	<i>Azioni sopra la fondazione</i> .....	38
6.9	Azioni di frenatura ( $Q_3$ ).....	39
7	ANALISI CONCIO 2.....	40
7.1	Combinazioni di carico.....	40
7.1.1	<i>Stati Limite Ultimi</i> .....	40
7.1.2	<i>Combinazioni di carico delle verifiche</i> .....	43
7.2	Modelli di calcolo.....	45
7.2.1	<i>Modello A</i> .....	45
7.2.2	<i>Modello B</i> .....	46
7.3	Sollecitazioni di calcolo.....	47
7.3.1	<i>Travi impalcato</i> .....	47
7.3.2	<i>Galleria fase 2</i> .....	49
7.3.3	<i>Galleria fase 3</i> .....	51
7.3.4	<i>Galleria fase 4</i> .....	54
7.4	Verifiche degli elementi in cemento armato.....	60
7.4.1	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i> .....	60
7.4.2	<i>Verifiche agli Stati Limite di Esercizio</i> .....	61
7.4.3	<i>Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione</i> .....	61
7.4.4	<i>Verifiche strutturali travi di impalcato</i> .....	63
7.4.5	<i>Verifiche strutturali diaframmi</i> .....	67
7.4.6	<i>Verifiche strutturali fondazione</i> .....	69
7.4.7	<i>Verifiche strutturali controparete</i> .....	71
7.4.8	<i>Verifiche strutturali elevazioni</i> .....	73
7.5	Verifiche geotecniche fondazioni.....	75
7.5.1	<i>Resistenza di progetto a carichi assiali</i> .....	75
7.5.2	<i>Resistenza di progetto a carichi trasversali</i> .....	80
7.5.3	<i>Verifica dei diaframmi</i> .....	81
7.5.4	<i>Tabelle di verifica</i> .....	81
7.6	Verifiche idrauliche.....	83
7.6.1	<i>Verifica al sollevamento</i> .....	83

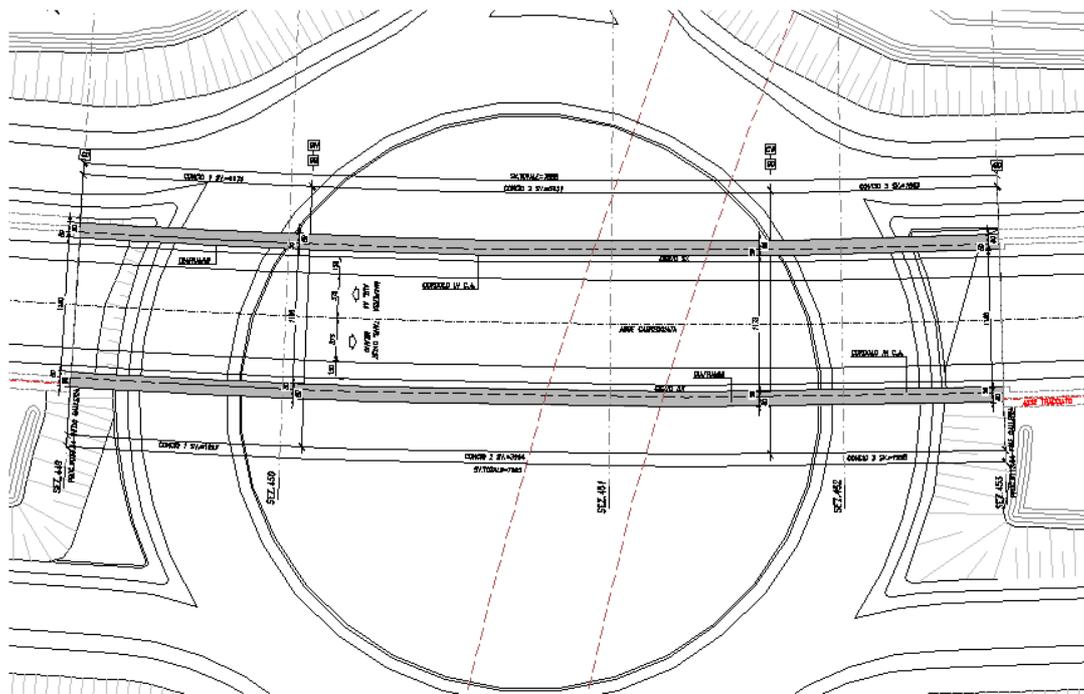
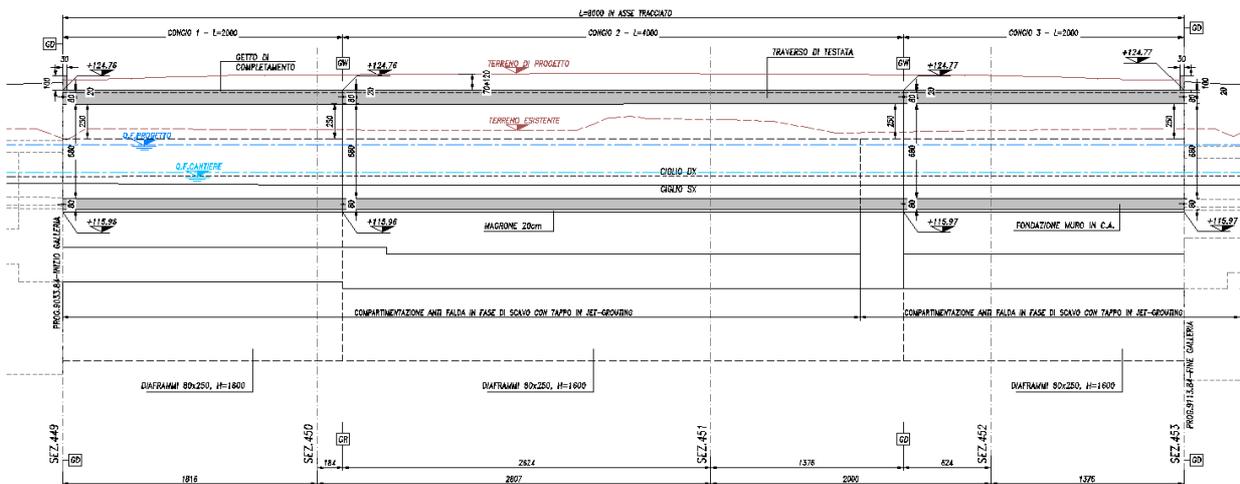
# 1 PREMESSE

Oggetto della presente relazione sono le opere facenti parte del progetto definitivo del collegamento tra la S.S 11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, variante di Abbiategrasso sulla S.S. 494 e adeguamento del tratto Abbiategrasso – Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino.

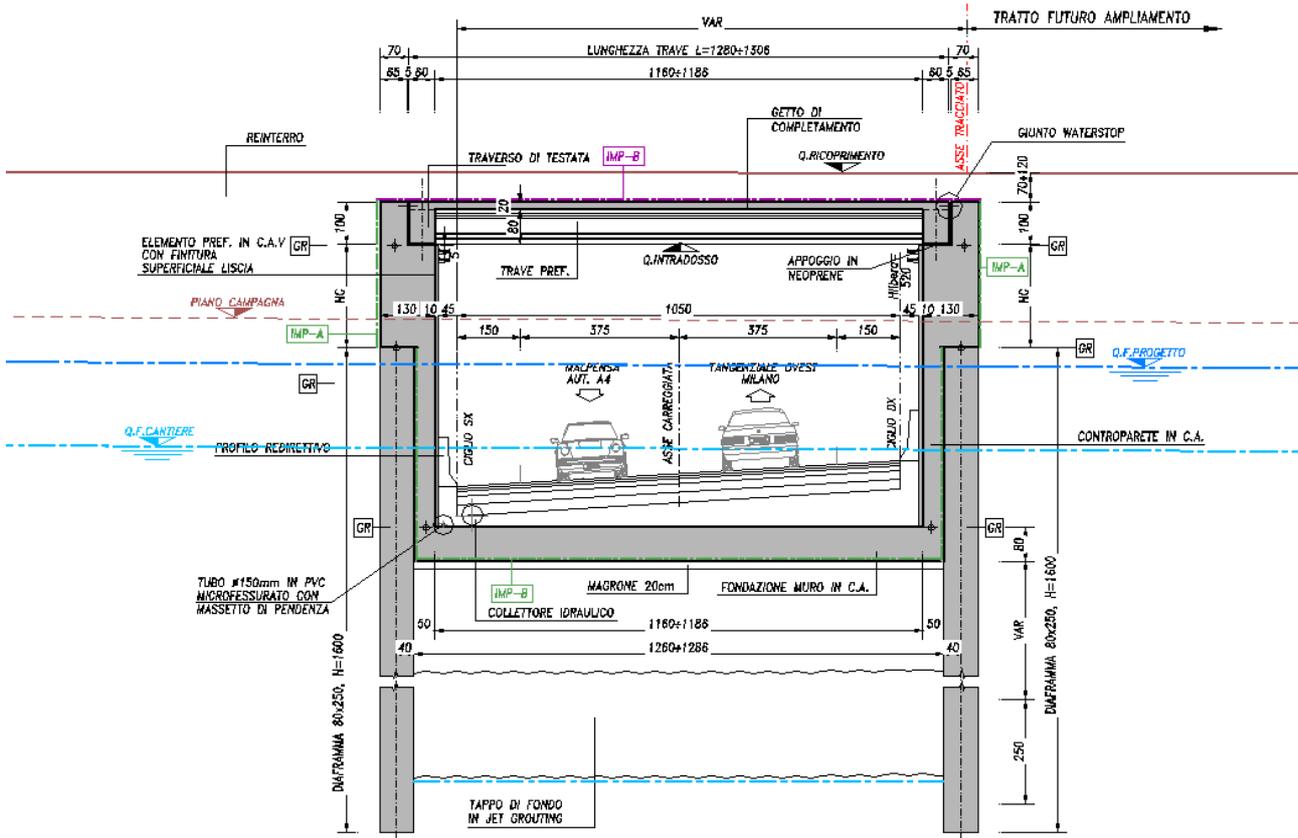
La presente relazione è relativa all'analisi e al dimensionamento della galleria artificiale GA06, di lunghezza 80 m circa e realizzata in diaframmi con impermeabilizzazione provvisoria con tappo in jet-grouting, opere progettate in accordo con i profili di soggiacenza individuati nella documentazione geologico-geotecnica di riferimento.

Tutta la soletta di impalcato è realizzata in elementi prefabbricati (puntoni e travi in c.a.p.) e soletta in c.a. in opera collaborante.

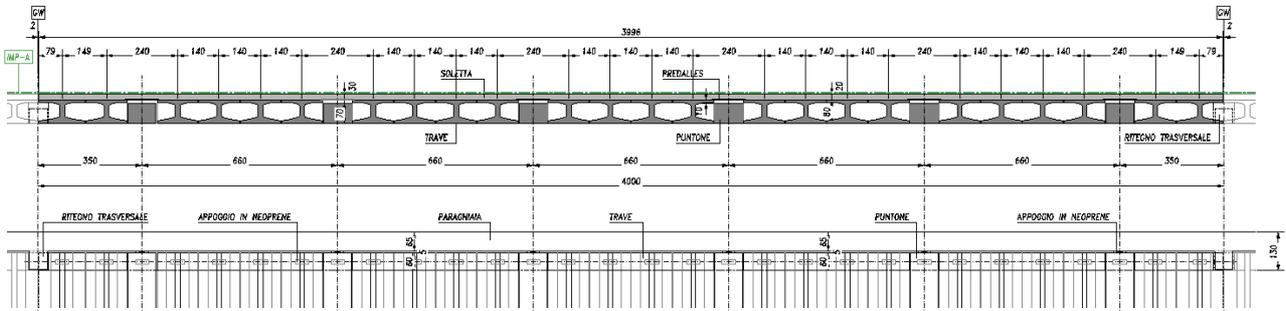
Nel seguito si riportano i metodi di calcolo, le ipotesi adottate e le principali verifiche strutturali, geotecniche e idrauliche.



Pianta e profilo generale



Sezione tipo



Sezione trasversale tipo dell'impalcato

## 1.1 Criteri di calcolo

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Con riferimento alle NTC, per le opere in oggetto si considerano i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

(§ 2.4.1 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)

Classe d'uso

IV

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non

altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)

Coefficiente d'uso

$$C_U = 2.0$$

Periodo di riferimento

$$V_R = V_N * C_U = 100 \text{ anni} \geq 35 \text{ anni}$$

## 2 **NORMATIVA**

Si riportano nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

### 2.1 **Normativa tecnica di riferimento**

#### 2.1.1 **Geotecnica**

- 1) Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 "Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- 2) D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- 3) Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" ed. maggio 1993.
- 4) Associazione Geotecnica Italiana [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- 5) UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".

#### 2.1.2 **Materiali**

- 6) UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- 7) UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- 8) UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

#### 2.1.3 **Costruzioni in c.a. e acciaio**

- 9) Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- 10) D.M. 3 Dicembre 1987 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- 11) D.M. 09.01.1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- 12) Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16.01.1996";
- 13) Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996";
- 14) D.M. 16.01.1996 - "Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- 15) Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- 16) Istruzioni CNR 10030/87 – "Anime irrigidite di travi a parete piena"
- 17) Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"
- 18) Istruzioni CNR 10018-85 – "Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni"
- 19) UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- 20) UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – "Azioni in generale";
- 21) UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".

#### 2.1.4 **Ponti stradali**

- 22) D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";

- 23) Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";
- 24) Istruzioni CNR-DT 207/2008 – "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- 25) UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio".
- 26) UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".

### **2.1.5 Sismica**

- 27) Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- 28) D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- 29) UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- 30) UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- 31) Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale" GU 146 del 25/06/1998
- 32) Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone"
- 33) Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – "Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni"
- 34) Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- 35) UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";
- 36) UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- 37) UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

## **2.2 Normativa tecnica vigente**

- 38) D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- 39) Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- 40) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive".

## **2.3 Bibliografia e altri riferimenti**

- 41) Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- 42) Migliacci – F. Mola – "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a." - Masson Italia Editori 1985
- 43) C. Cestelli Guidi - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni" - Ulrico Hoepli Editore 1987
- 44) R. Lancellotta – "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli 1987
- 45) Bowles J.E.: "Foundations Analysis and Design" 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- 46) Bustamante M., Gianeselli L. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

#### 3.1 Calcestruzzo

##### 3.1.1 Calcestruzzo per fondazioni, diaframmi e elevazioni

Classe minima	C25/30		
Classe di esposizione ambientale	XC2 (XC2-XF2 elevazioni)		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 30$	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 =$	24.90	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	31447	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	2.56	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.79	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.19	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5$	%o	
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	14.94	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} =$	11.21	MPa

##### 3.1.2 Calcestruzzo per soletta impalcato

Classe minima	C28/35		
Classe di esposizione ambientale	XC2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 35$	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 =$	29.05	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	32588	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	2.83	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.98	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	16.46	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.32	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5$	%o	
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	17.43	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} =$	13.07	MPa

##### 3.1.3 Calcestruzzo per profili redirettivi, lastra prefabbricata elevazioni, predalles impalcato

Classe minima	C32/40		
Classe di esposizione ambientale	XC4-XD1-XF2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 40$	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 =$	33.20	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33643	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	3.10	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.17	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa

### 3.1.4 Calcestruzzo per travi prefabbricate, puntoni prefabbricati

Classe minima	C45/55		
Classe di esposizione ambientale	XC1-XF1		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 55$	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	45.65	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	53.65	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	36416	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	3.83	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.68	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	25.86	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.79	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	27.39	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	20.54	MPa

### 3.1.5 Miscela cementizia jet-grouting

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 25$	MPa
Peso specifico minimo colonne	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	45.65	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$\gamma_{JG} =$	22	kN/m <sup>3</sup>

## 3.2 Acciaio

### 3.2.1 Acciaio in barre per getti

Classe	B450C		
Tensione caratteristica di rottura a trazione	$f_{tk} =$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	$f_{yk} =$	$\geq 450$	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	200000	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 * f_{yk} =$	360.00	MPa

## 3.3 Durabilità dei materiali

### 3.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°617 per l'applicazione delle NTC2008.

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con  $V_N = 50$  anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro riportati nella tabella successiva e, per strutture con  $V_N = 100$  anni, una maggiorazione di copriferro pari a  $\Delta C_{dev} = 10$  mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori sono da aumentare di 5 mm. Nel caso in oggetto si prevede pertanto  $\Delta C_{dev} = 0$  mm.

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Copriferri minimi in mm ( $V_N = 50$  anni)

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

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per le strutture interrato come i diaframmi, e le fondazioni la classe di esposizione XC2 è determinata dal fatto che la struttura è immersa nel terreno e a contatto con le acque di falda. Anche per le elevazioni, protette sul lato interno dalla lastra prefabbricata (considerata non collaborante) e a contatto con il terreno sul lato esterno, è possibile assumere la stessa classe di esposizione XC2. La zona esposta sul lato esterno è immersa in acqua o terreno non aggressivo, mentre sul lato interno la durabilità è demandata direttamente alla lastra prefabbricata. Si hanno pertanto le seguenti limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.60
- Classe di resistenza > C25/30
- Dosaggio cemento > 300 kg/m<sup>3</sup>

Le struttura in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale  $c = 40$  mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} + 0 = 25 + 0 + 0 = 25 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

Per la soletta di impalcato, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è impermeabilizzata e in contatto al terreno all'estradosso, mentre è in contatto con l'ambiente interno dove avviene il transito veicolare solo all'intradosso, dove è prevista o la lastra prefabbricata o la trave prefabbricata. La zona esposta di estradosso è quindi in classe di esposizione XC2 con le seguenti limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.60
- Classe di resistenza > C25/30
- Dosaggio cemento > 300 kg/m<sup>3</sup>

Le struttura in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale  $c = 30$  mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} + 0 = 20 + 0 + 0 = 20 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

Per la trave e i puntoni prefabbricati, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è in contatto solo con l'ambiente interno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi a vista, soggetta ad umidità bassa e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC1-XF1 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50

- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 320 kg/m<sup>3</sup>
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale  $c = 30$  mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) per le armature ordinarie e  $c = 40$  mm per le armature pretese si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 20 + 0 + 0 = 20 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 30 + 0 + 0 = 30 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

Per i profili redirettivi, le lastre prefabbricate delle elevazioni e le predalles di impalcato la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è in contatto solo con l'ambiente interno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi a vista, soggetta ad umidità moderata con spruzzi d'acqua eventualmente contenenti cloruri e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC4-XD1-XF2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50
- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 340 kg/m<sup>3</sup>
- Contenuto di aria > 3%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente aggressivo, pertanto adottando copriferro minimo nominale  $c = 30$  mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 0 + 0 = 25 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

### 3.4 Resistenza al fuoco

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, in accordo con le caratteristiche funzionali dell'opera, si assume il seguente livello prestazionale in caso di incendio:

Livello III "Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza".

Nonostante il livello di prestazione di progetto sia da concordare con le autorità competenti dei Vigili del Fuoco, si prevede una resistenza strutturale al fuoco degli elementi portanti pari a R120.

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

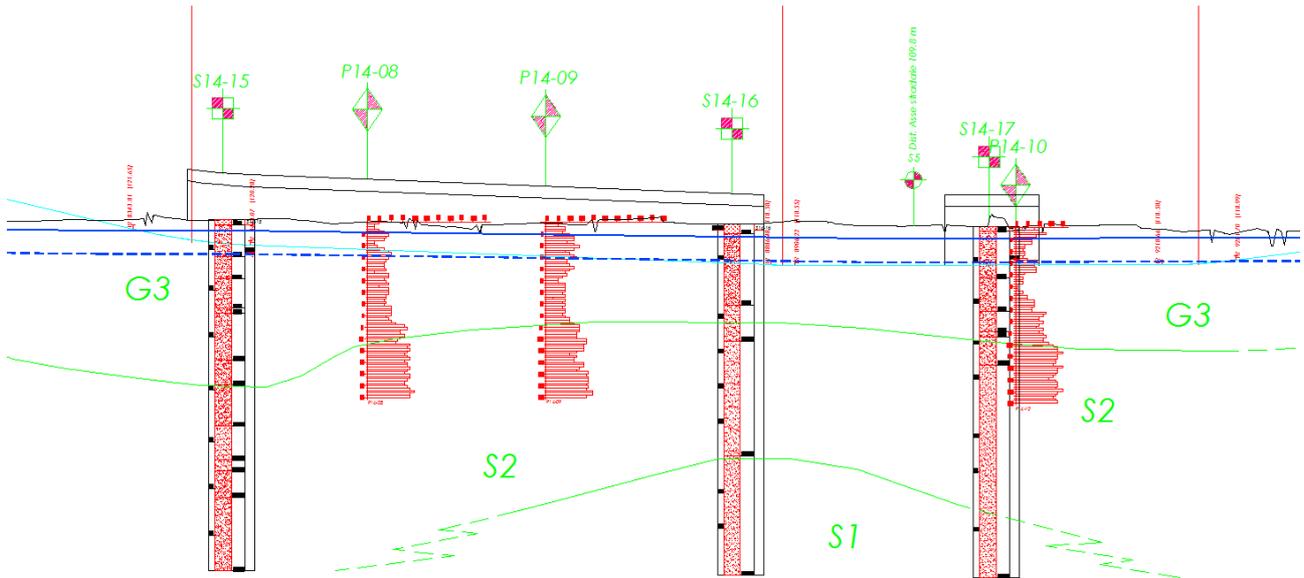
Con riferimento alla relazione geologico-geotecnica realizzata per il progetto della nuova strada, si sono desunte le caratteristiche del terreno utilizzate per il calcolo. Per informazioni di maggior dettaglio vedi direttamente la documentazione geotecnica di riferimento.

### 4.1 Stratigrafie di riferimento

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI						
UNITA'	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Dr (%)	E (MPa)	M (MPa)	Cu (kPa)
G3	18.5	31.7	51.6	23.5	-	-
S2	19.0	32.3	46.3	20.7	-	-

$\gamma$  = peso di volume  
 $\varphi$  = angolo di attrito interno  
 Dr = Densità relativa  
 E = Modulo di Young  
 cu = coesione non drenata  
 M = Modulo edometrico

Parametri geotecnici del terreno di riferimento per l'opera GA05-GA06



Profilo geotecnico di riferimento per l'opera GA05-GA06

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm <sup>2</sup>	T.V. kg/cm <sup>2</sup>	S.P.T.			Liv acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					R.Q.D.	N1	N2		
1	40					Terreno vegetale								
2						Limo sabbioso marrone				9	14	17		
3	3.10					Sabbia limosa con ghiaia marrone							3.00	
4						Sabbia debolmente ghiaiosa marrone				10	14	20		
5	5.00					Sabbia con ghiaia								
6						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				9	15	25		
7	7.50					Sabbia con ghiaia								
8	8.00		RI	1	8-8.40	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone								
9						Sabbia con ghiaia								
10						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				10	17	30		
11	12.00					Sabbia con ghiaia marrone								
12						Sabbia con ghiaia marrone								
13	14.10					Sabbia con ghiaia marrone								
14			RI	2	15.6-16.00	Sabbia con ghiaia marrone								
15						Sabbia marrone				8	15	20		
16	17.60					Sabbia marrone								
17						Sabbia marrone								
18	20.50					Limo sabbioso debolmente ghiaioso marrone								
19	21.50		RI	3	20.6-21.00	Limo sabbioso debolmente ghiaioso marrone								
20						Sabbia con ghiaia marrone				11	15	31		
21	23.70					Sabbia con ghiaia marrone								
22						Sabbia con ghiaia marrone								
23						Sabbia con ghiaia marrone								
24						Sabbia con ghiaia marrone								
25						Sabbia con ghiaia marrone								
26						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				10	13	21		
27						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone								
28						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone								
29	30.00					Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone								

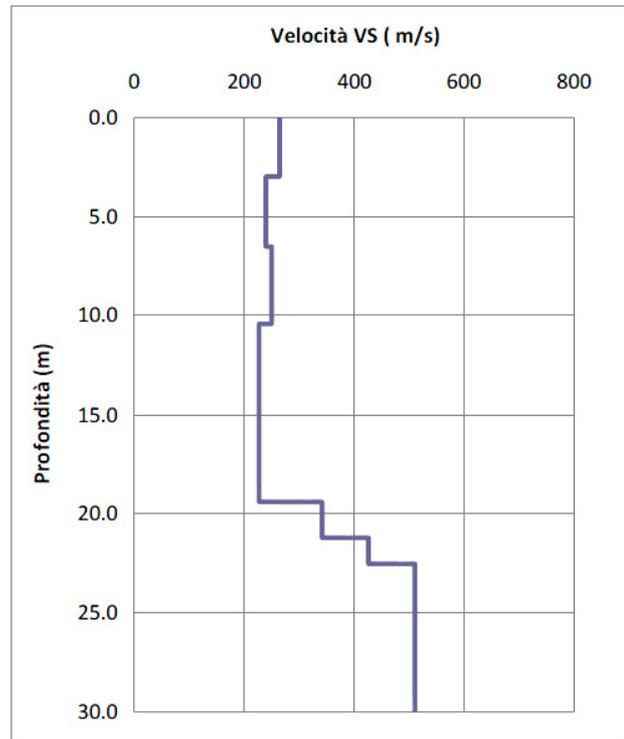
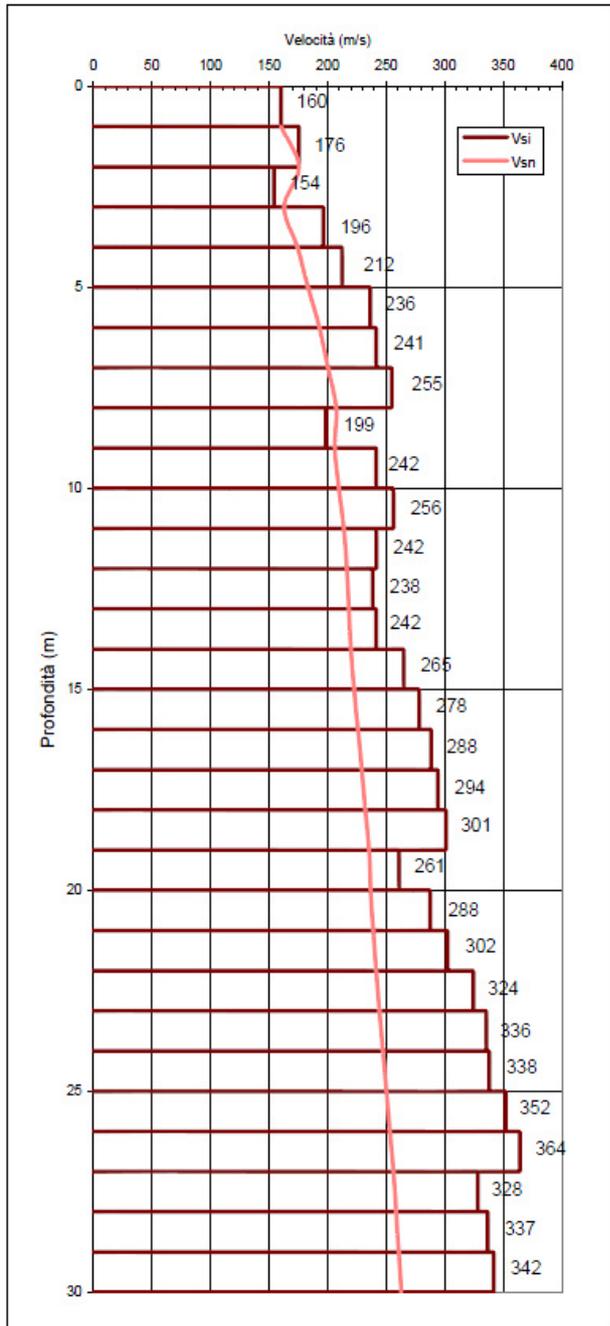
Parametri sondaggio S14-15

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm <sup>2</sup>	T.V. kg/cm <sup>2</sup>	S.P.T.			Liv acqua	Piezometro	d-h
			tipo	num	PROF					N1	N2	N3			
1	80					Terreno vegetale Marrone									
2															
3										7	12	16			
4						Sabbia con ghiaia									
5															
6															
7	8.00														
8			Ri	1	7.6-8.00					5	11	15			
9						Limo con sabbia									
10	10.00														
11										7	12	17			
12															
13															
14										8	14	18			
15			Ri	2	14.6-15.00										
16						Sabbia Limosa									
17										8	18	23			
18															
19															
20	19.80														
21															
22										19	23	25			
23															
24			Ri	3	24-24.60										
25						Sabbia									
26										17	24	22			
27															
28															
29															
	30.00														30.00

Parametri sondaggio S14-16

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm2	T.V. kg/cm2	S.P.T.			Liv. acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					N1	N2	N3		
1	.40					Terreno Vegetale								
2														
3						Sabbia con ghiaia marrone				7	12	19		
4														
5	4.40													
6						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				7	10	15		
7														
8	7.20		RI	1	8-8.40	Sabbia con ghiaia marrone								
9	9.00													
10	9.40					Sabbia limosa marrone								
11			RI	2	11-11.40	Sabbia debolmente ghiaiosa				9	13	17		
12	11.80													
13										8	12	15		
14														
15														
16														
17														
18										9	12	16		
19														
20														
21														
22						Sabbia marrone				8	13	15		
23														
24														
25			RI	3	24.6-25.00									
26										8	12	17		
27														
28														
29														
	30.00													

Parametri sondaggio S14-17



Prova down-hole sondaggio S14-16 e prova sismica MASW14-4

## 4.2 Stratigrafie di calcolo

La stratigrafia dei terreni di fondazione adottata nel calcolo è stata ipotizzata secondo le seguenti caratteristiche geotecniche:

Da [m]	A [m]	Formazione	Descrizione
+Hril	+0 (*)	RIL	Rilevato di nuova formazione
+0 (*)	-10	G3	Ghiaie e depositi fini
> -10 (*)		S2	Sabbia e ghiaie con depositi fini

Formazione	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	Valori medi		Valori minimi		$N_{SPT}$
	( $kN/m^3$ )	( $kN/m^3$ )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	
G3	17.5	18.5	-	31.5	-	29.0	12-15
S2	18	19	-	32.0	-	30.0	20-25

Stratigrafia di calcolo spalle

(\*) La quota di zero coincide con -0.00 m dal p.c. esistente

$\gamma_{nat}$  = peso di volume naturale

$\gamma_{sat}$  = peso di volume saturo

$\Phi'$  = angolo di attrito

$c'$  = intercetta di coesione /  $c_u$  = coesione non drenata

Per il materiale costituente il nuovo rilevato si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Formazione	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
Rilevato	20	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di reinterro

Si considerano due scenari di calcolo, uno denominato "scenario di progetto" con quota di falda a -0.90 m da p.c. e uno denominato "scenario di cantiere" con quota di falda a -2.90 m da p.c..

## 5 CRITERI DI CALCOLO

La struttura principale di contenimento del terreno e della falda viene analizzata con un modello globale che comprende tutti gli elementi strutturali (diaframmi, pali, fondazioni, elevazioni) a contatto con il terreno e un modello locale per gli elementi prefabbricati dell'impalcato di copertura.

I modelli strutturali implementati tengono conto delle fasi costruttive, in quanto le diverse parti risultano interagenti in modi diversi in base alle condizioni al contorno (spinte terreno, falda, carichi esterni) e agli schemi statici che si vengono di volta in volta a costituire (paratia libera o collegata alla vasca interna). Inoltre per gli elementi prefabbricati si tiene conto delle modalità di costruzione.

I carichi agenti sull'impalcato sono applicati agli elementi finiti dal calcolo delle travi di impalcato, mentre le spinte del terreno e i sovraccarichi sul terreno sono applicati direttamente agli elementi finiti del terreno.

I diaframmi, la fondazione e le elevazioni sono modellati come elementi trave monodimensionali immersi a contatto con elementi 2D plane-strain del tipo soil (modello costitutivo di Duncan-Chang), in grado di modellare un mezzo continuo con le proprietà non-lineari e elasto-plastiche tipiche delle terre.

Il contatto tra gli elementi di fondazione e il terreno viene realizzato con elementi di contatto non-lineari che si attivano solamente con forze di compressione e sono in grado di trasmettere anche forze tangenziali di attrito.

Vengono studiate le strutture del concio 2 in quanto costituiscono il caso limite geometrico delle sezioni tipo della galleria, per due diversi livelli di soggiacenza della falda (denominata falda di cantiere e falda di progetto).

### 5.1 Modello strutturale

La struttura viene schematizzata come un modello a telaio 2D, denominato Modello A, avente profondità unitaria. Tutti i carichi applicati e le rigidità del modello vengono di conseguenza adeguate in relazione agli interessi dei singoli elementi strutturali.

L'impalcato di copertura è isostatico rispetto alle sottostrutture, pertanto si adotta un modello locale della trave prefabbricata, denominato Modello B, per studiare specificatamente le fasi di costruzione in stabilimento e in esercizio.

Nel Modello A, in accordo con le fasi di costruzione previste negli elaborati di progetto, si tiene conto delle seguenti fasi e delle relative configurazioni di calcolo in condizioni di falda di cantiere:

- Fase 0) Condizioni geostatiche a piano campagna (inizializzazione del modello di calcolo)
- Fase 1) Realizzazione diaframmi, tappo in jet-grouting e condizioni di falda di cantiere
- Fase 2) Condizioni di falda di cantiere, abbassamento dello scavo fino a quota di imposta magrone
- Fase 3) Completamento delle elevazioni e dell'impalcato, dismissione del tappo in jet-grouting e condizioni di falda di cantiere
- Fase 4) Reinterro superficiale, riempimento interno sopra fondazione e completamento arredi stradali, varie condizioni di falda di cantiere, transito veicolare all'interno e sopra la galleria, condizioni sismiche

Il calcolo con il Modello A viene ripetuto per studiare gli effetti dell'innalzamento della falda (quota falda di progetto):

- Fase 0) Condizioni geostatiche a piano campagna (inizializzazione del modello di calcolo)
- Fase 1) Realizzazione diaframmi, tappo in jet-grouting e condizioni di falda di cantiere
- Fase 2) Condizioni di falda di cantiere, abbassamento dello scavo fino a quota di imposta magrone
- Fase 3) Completamento delle elevazioni e dell'impalcato, dismissione del tappo in jet-grouting e condizioni di falda di progetto
- Fase 4) Reinterro superficiale, riempimento interno sopra fondazione e completamento arredi stradali, varie condizioni di falda di progetto, transito veicolare all'interno e sopra la galleria, condizioni sismiche

Nel Modello B si tiene conto delle seguenti fasi costruttive di realizzazione:

- Fase 1) Costruzione in stabilimento della trave prefabbricata:
- cassetatura e getto (semplice appoggio)
  - tesatura trefoli
  - ritiro e viscosità calcestruzzo, rilassamento acciaio trave (perdite tiro 1° fase)
  - taglio trefoli
  - trasporto in sito, varo travi
- Fase 2) Getto della soletta:
- ritiro e viscosità calcestruzzo, rilassamento acciaio trave (perdite tiro 2° fase)
- Fase 3) Condizioni permanenti dopo getto soletta (breve termine):
- ritiro e viscosità calcestruzzo, rilassamento acciaio trave (perdite tiro 3° fase)
- Fase 4) Condizioni permanenti (lungo termine):
- ritiro e viscosità calcestruzzo soletta (perdite tiro 4° fase)
  - azioni permanenti
- Fase 5) Condizioni accidentali (breve termine):
- azioni accidentali da traffico

### 5.1.1 Modello A-0 (Fase 0)

Si inizializza il modello geotecnico con le condizioni geostatiche presenti in sito prima dell'inizio degli scavi. Il modello comprende solo le spinte del terreno ( $G_3$ ). La falda è quella di cantiere.

#### 5.1.1.1 Metodo di soluzione

L'analisi della struttura è stata condotta con il software agli elementi finiti Straus® 7.2.4.6 lineare e non lineare. Si riportano nel seguito le metodologie di calcolo e le ipotesi adottate per i vari elementi strutturali.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano la famiglia di combinazioni A1-M1 (vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno).

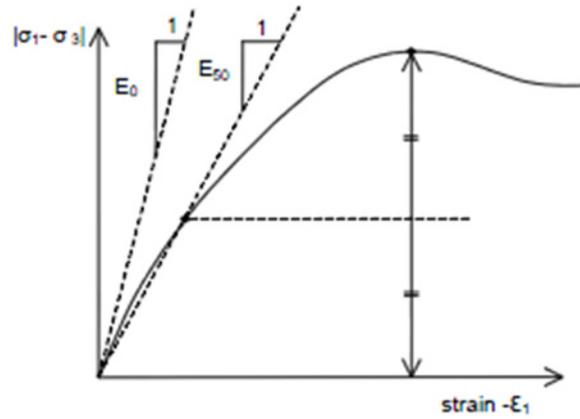
Le verifiche strutturali o geotecniche sono eseguite sulle soluzioni ottenute dalla combinazione A1-M1 per tutte le fasi costruttive e combinazioni di carico previste e illustrate nei paragrafi seguenti.

I vari moduli di deformabilità del modello costitutivo del terreno ( $G_0$ ,  $E_0$ ) con sono stati valutati in base ai risultati delle onde di taglio  $V_s$  delle prove sismiche MASW e down-hole eseguite all'atto della progettazione esecutiva sui terreni in sito, mentre per il rilevato di nuova formazione si sono introdotti dei valori tipici.

	$V_s$ (m/sec)	$G_0$ (MPa)	$G$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (MPa)	$\varphi$ (°)	$P_{atmos}$ (MPa)	$\nu$
RIL	400,0	326,2	228,3	20	0	35	0,101	0,30
UNITA G3	250,0	117,9	82,5	18,5	0	31,5	0,101	0,25
UNITA S2	400,0	309,9	216,9	19	0	32	0,101	0,25

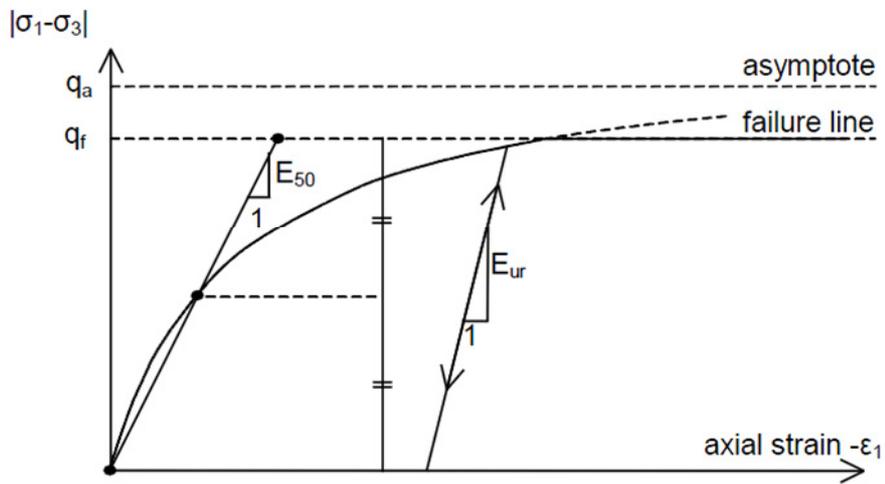
	Fail ratio	$E_{50} = E_{oed}$ (MPa)	$E_0 = E_i$ (MPa)	$K$ (1/MPa)	$E_{ur,soil}$ (MPa)	$K_{ur}$ (MPa)	$n$	$E_{min}$ (MPa)	$E_{op}$ (MPa)
RIL	0,9	65,3	118,7	1176	195,9	1940	0	5,9	11,9
UNITA G3	0,9	22,7	41,3	408	68,1	674	0	2,1	4,1
UNITA S2	0,9	59,7	108,5	1074	179,0	1772	0	5,4	10,8

Parametri del modello costitutivo terreno utilizzati nelle analisi

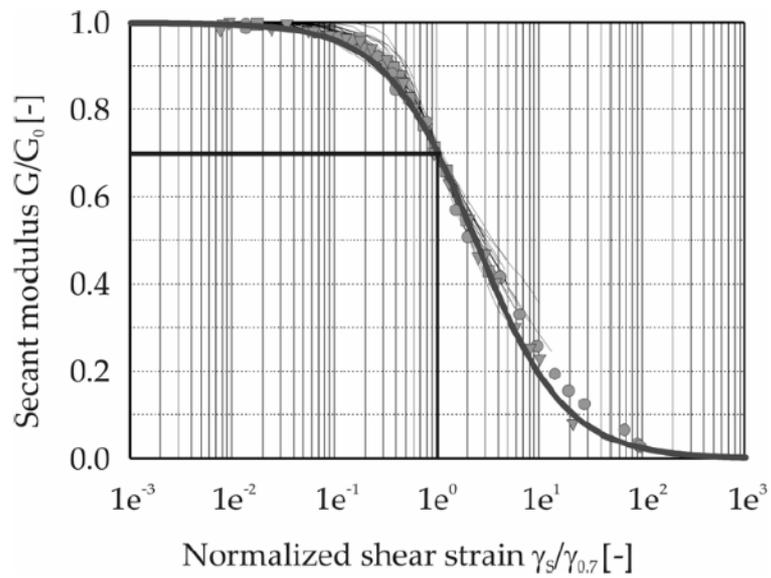


Curva tipica e parametri desunti dalla prova di compressione triassiale drenata

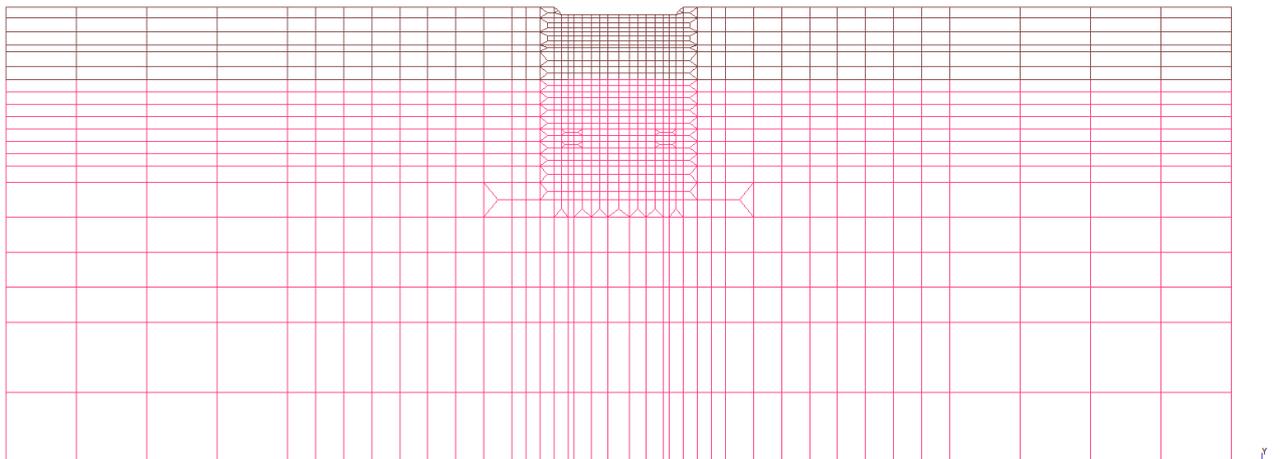
deviatoric stress



Modello costitutivo del terreno (Duncan-Chang modificato)



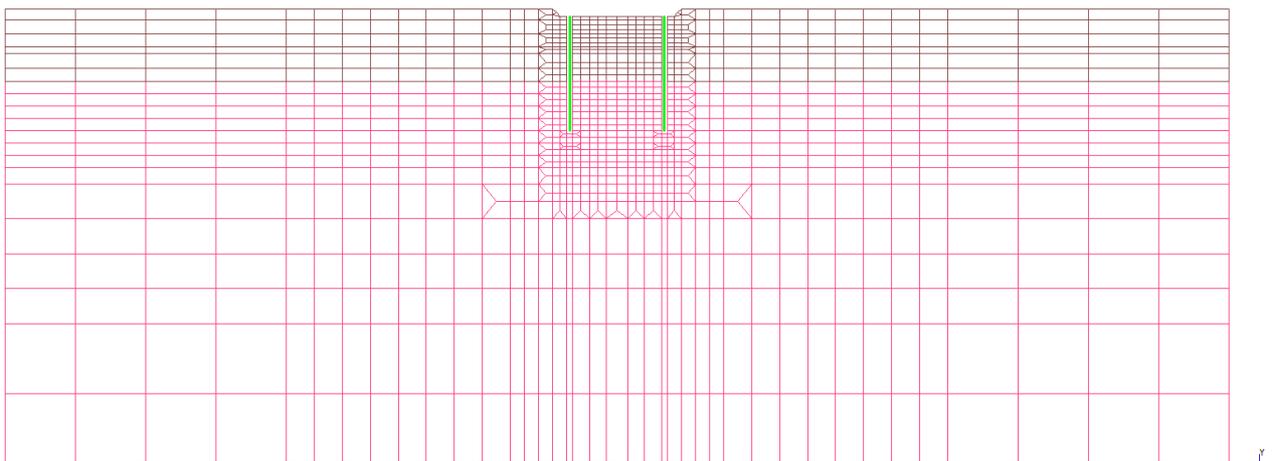
Riduzione del modulo  $G_0$  in funzione di  $\gamma$



Modello A-0 – Vista piana

### 5.1.2 Modello A-1 (Fase 1)

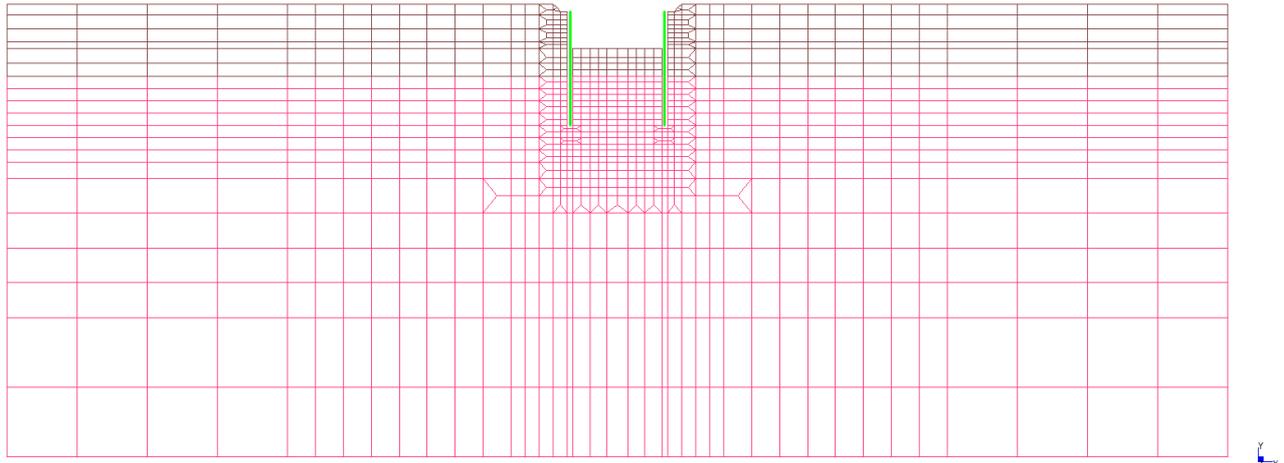
Il modello comprende lo scavo dei diaframmi laterali e dei pali e viene caricato con i pesi propri strutturali ( $G_1$ ) e le spinte del terreno ( $G_3$ ). La falda è quella di cantiere.



Modello A-1 – Vista piana

### 5.1.3 Modello A-2 (Fase 2)

Il modello comprende lo scavo all'interno dei diaframmi laterali fino alla quota di imposta del magrone di fondazione, e viene caricato con i pesi propri strutturali ( $G_1$ ), le spinte del terreno ( $G_3$ ) e i sovraccarichi in fase di cantiere ( $Q_1$ ). La falda è quella di cantiere.



Modello A-2 – Vista piana

#### 5.1.4 Modello A-3 (Fase 3)

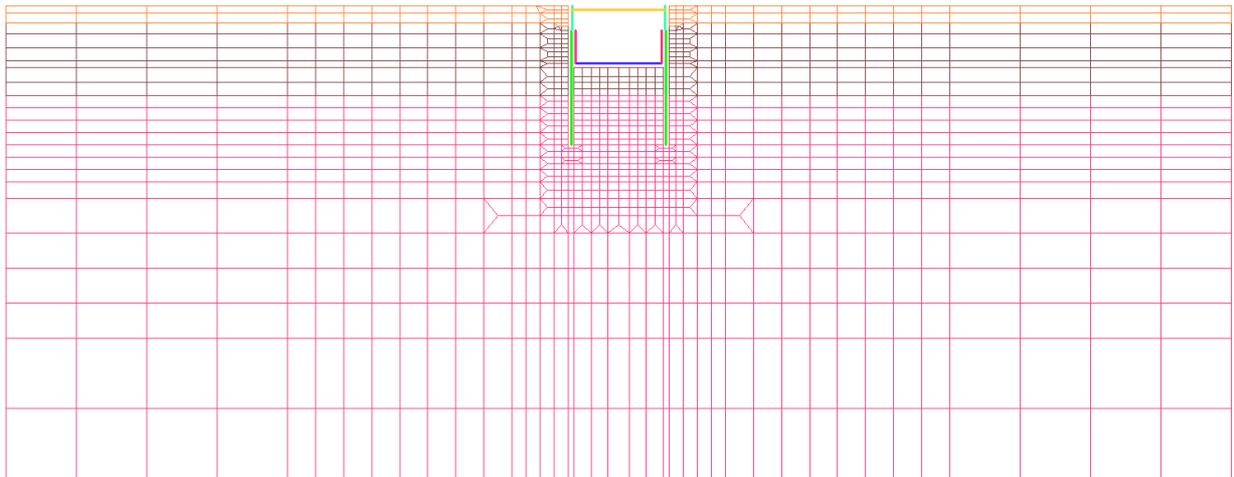
Il modello comprende la struttura completa (diaframmi, pali, fondazioni, elevazioni, puntone di soletta) e viene caricato con i pesi propri strutturali ( $G_1$ ), le spinte del terreno ( $G_3$ ) e i sovraccarichi in fase di cantiere ( $Q_1$ ). La falda può essere quella di cantiere o quella di progetto.



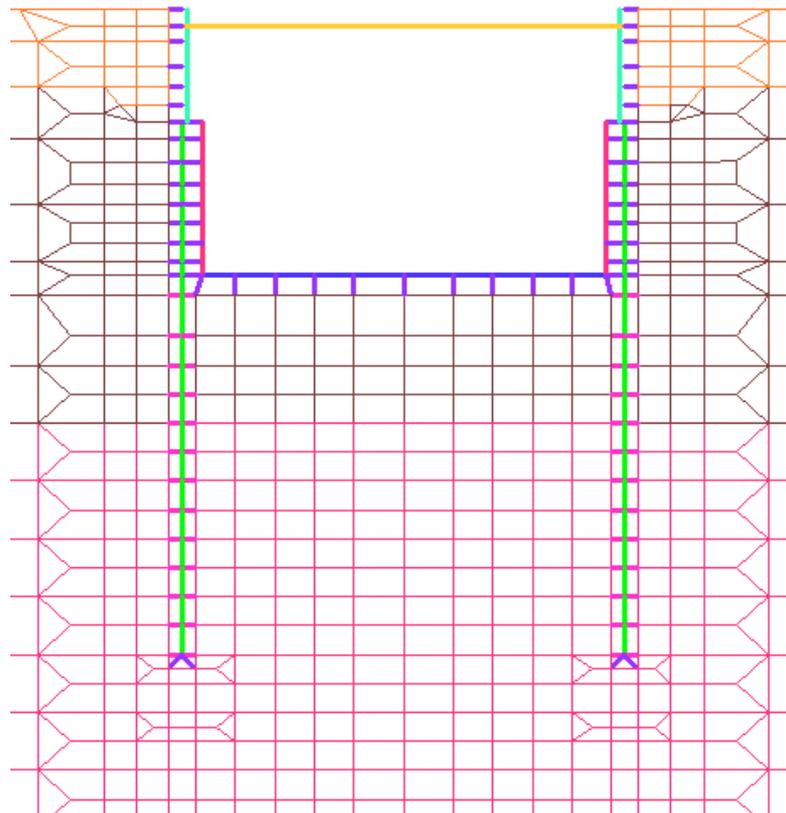
Modello A-3 – Vista piana (il modello con falda di progetto è analogo)

#### 5.1.5 Modello A-4 (Fase 4)

Il modello comprende la struttura completa con l'aggiunta del reinterro di progetto e viene caricato con i pesi propri strutturali ( $G_1$ ), le spinte del terreno ( $G_3$ ), le azioni mobili ( $Q_1$ ), le azioni permanenti ( $G_2$ ), le azioni sismiche ( $E$ ). La falda può essere quella di cantiere o quella di progetto.



Modello A-4 – Vista piana (il modello con falda di progetto è analogo)



Modello A-4 – Particolare delle strutture di galleria

### 5.1.6 Modello B

Il modello strutturale degli elementi prefabbricati di impalcato è sempre uno schema isostatico in semplice appoggio, dove le azioni sollecitanti dei pesi propri strutturali ( $G_1$ ), le azioni permanenti ( $G_2$ ), le distorsioni da ritiro ( $\epsilon_2$ ), le azioni mobili ( $Q_1$ ) sono agenti nelle singole fasi di costruzione come descritto nei paragrafi precedenti.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla struttura oggetto della presente relazione.

### 6.1 Azioni permanenti strutturali (G<sub>1</sub>)

#### 6.1.1 Peso proprio

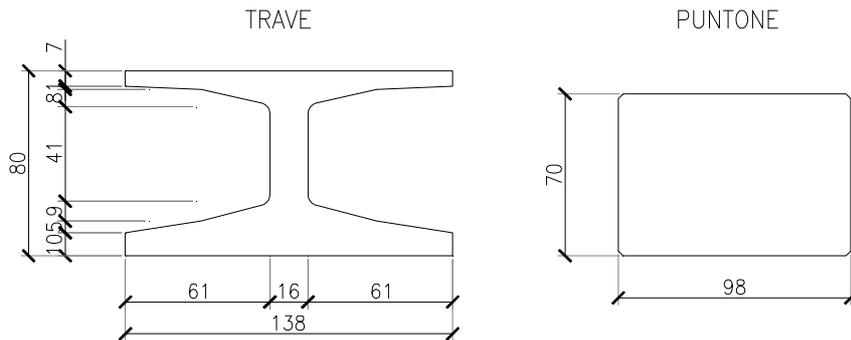
Per gli elementi in c.a. si considera un peso specifico  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$g_1 = 0.20 \cdot \gamma_c = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

Peso soletta

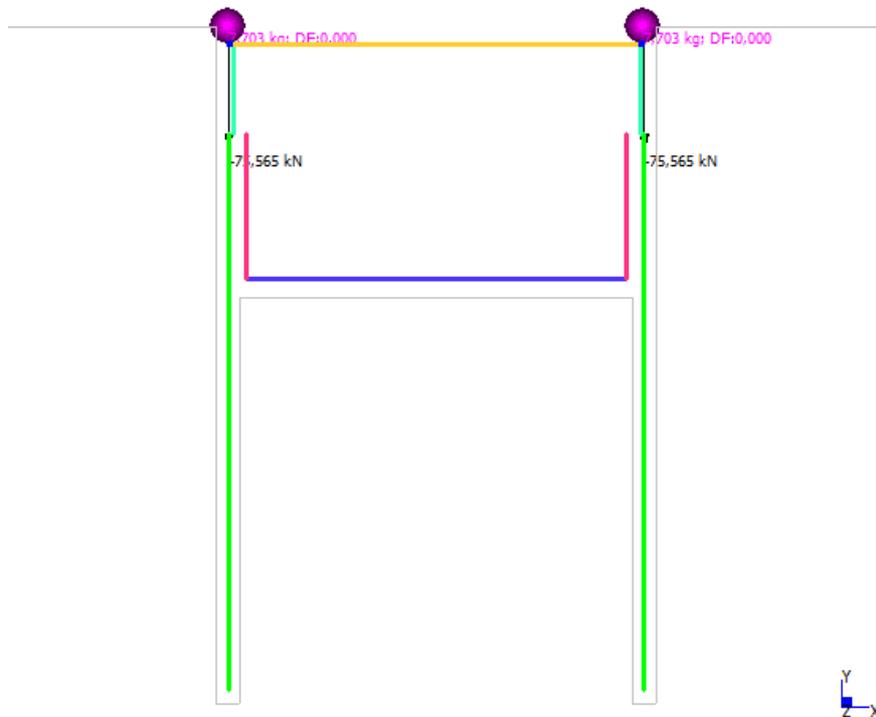
$$g_1 = 0.80 \cdot \gamma_c = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

Peso fondazione concio 2



Sezione	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	p (kN/m)
Trave	4313	4499537	10.78
Puntone	6852	5471596	17.13

Geometria delle sezioni adottate nel calcolo



Modello A – Concio 2 - Schema di carico Peso proprio

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

### 6.2.1 Terreno riempimento

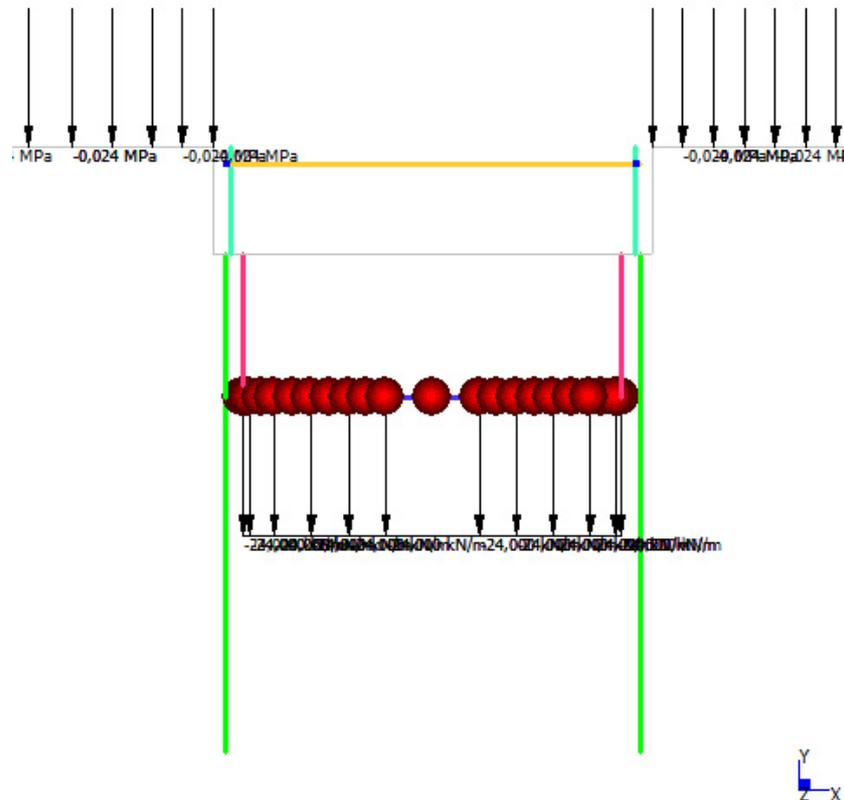
Si considera il carico distribuito medio del terreno di riinterro e del riempimento interno medio sopra la fondazione, comprensivo del pacchetto di pavimentazione.

$$g_2 = 1.20 \cdot 20 = 24.00 \text{ kN/m}^2$$

Reinterro impalcato

$$g_3 = 1.20 \cdot 20 = 24.00 \text{ kN/m}^2$$

Riempimento interno



Modello A – Concio 2 - Schema di carico Permanente

## 6.3 Spinta del terreno ( $G_3$ )

Partendo dallo stato iniziale geostatico di spinta a riposo, le strutture di contenimento del terreno e della falda durante le fasi di scavo subiscono spostamenti in condizioni di spinta attiva o passiva lungo le superfici a contatto, il quale meccanismo consente di garantire l'equilibrio.

Le spinte sono pertanto calcolate ed applicate in automatico dal software di calcolo sugli elementi finiti della struttura di contenimento interna.

## 6.4 Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno

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

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

L'accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta

elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per ogni stato limite considerato.

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

#### 6.4.1 Stati limite di progetto sismici

Nel caso in esame l'opera viene realizzata nel Comune di Albairate (MI), di coordinate geografiche:

Latitudine N: 45.4205°

Longitudine E: 8.9385°

Dato il periodo di riferimento della struttura  $V_R = 100$  anni, si possono individuare i seguenti stati limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,022	2,546	0,194
SLD	101	0,027	2,591	0,210
SLV	949	0,050	2,731	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,320

Parametri sismici per i vari stati limite di progetto

Con riferimento alle caratteristiche dell'opera, si è analizzato il seguente stato limite di progetto:

- Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, mentre conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Probabilità di superamento

$$P_{VR} = 10\%$$

Tempo di ritorno

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -100 / \ln(1-0.10) = 949 \text{ anni}$$

#### 6.4.2 Spettri di risposta

Per il sito in esame, in base alle caratteristiche geotecniche di riferimento e dalla morfologia del terreno, il sottosuolo può essere classificato come:

Categoria sottosuolo

"D"

(§ 3.2.2, Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina)

Categoria topografica

"T1"

(§ 3.2.2, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ )

Lo spettro di risposta elastico orizzontale  $S_e(T)$  del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right]$$

T	periodo di vibrazione orizzontale [s]
$S_e(T)$	accelerazione spettrale orizzontale [m/s <sup>2</sup> ]
$S = S_s \cdot S_T$	coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
$S_s$	coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi tabella seguente)
$S_T$	coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella seguente)
$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$	fattore che altera lo spettro elastico per smorzamento viscosi diversi dal 5%
$\xi$	coefficiente di smorzamento viscoso [%]
$F_0$	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima
$T_c = C_c \cdot T_c^*$	periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
$C_c$	coefficiente definito nella tabella seguente
$T_B = T_c/3$	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
$T_D = 4 \cdot a_g/g + 1,6$	periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.0 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.0 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Coefficienti di amplificazione stratigrafica orizzontale

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Coefficienti di amplificazione topografica

Lo spettro di risposta elastico verticale  $S_{ve}(T)$  del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_D \cdot T_c}{T^2} \right]$$

T periodo di vibrazione verticale [s]  
 $S_{ve}(T)$  accelerazione spettrale verticale [m/s<sup>2</sup>]

$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5}$  fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima

I parametri  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_c$  e  $T_D$  per la definizione dello spettro verticale sono indipendenti dalla categoria di suolo e assumono i valori riportati nella tabella seguente.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_c$	$T_D$
A, B, C, D, E	1.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

## Coefficienti di amplificazione stratigrafica verticale

Le capacità dissipative della struttura possono essere considerate nella fase di analisi attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarigidità, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare è lo spettro elastico ridotto sostituendo nelle formule corrispondenti  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. Si assume comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_R$$

$q_0$  valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

$K_R$  fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione

Restando a favore di sicurezza, si trascura la capacità dissipativa delle strutture assumendo  $q = 1.00$  sia per la componente orizzontale che verticale dello spettro di progetto.

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,050 g
$F_o$	2,731
$T_C^*$	0,304 s
$S_S$	1,800
$C_C$	2,269
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,800
$\eta$	1,000
$T_B$	0,230 s
$T_C$	0,689 s
$T_D$	1,800 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,090
$T_B \leftarrow$	0,230	0,245
$T_C \leftarrow$	0,689	0,245
	0,742	0,228
	0,795	0,213
	0,847	0,199
	0,900	0,188
	0,953	0,177
	1,006	0,168
	1,059	0,160
	1,112	0,152
	1,165	0,145
	1,218	0,139
	1,271	0,133
	1,324	0,128
	1,377	0,123
	1,429	0,118
	1,482	0,114
	1,535	0,110
	1,588	0,106
	1,641	0,103
	1,694	0,100
	1,747	0,097
$T_D \leftarrow$	1,800	0,094
	1,905	0,084
	2,009	0,075
	2,114	0,068
	2,219	0,062
	2,324	0,056
	2,428	0,052
	2,533	0,047
	2,638	0,044
	2,743	0,040
	2,847	0,038
	2,952	0,035
	3,057	0,033
	3,162	0,030
	3,267	0,029
	3,371	0,027
	3,476	0,025
	3,581	0,024
	3,686	0,022
	3,790	0,021
	3,895	0,020
	4,000	0,019

Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{av}$	0,015 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	0,824
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,015
$T_B \leftarrow$	0,050	0,041
$T_C \leftarrow$	0,150	0,041
	0,235	0,026
	0,320	0,019
	0,405	0,015
	0,490	0,013
	0,575	0,011
	0,660	0,009
	0,745	0,008
	0,830	0,007
	0,915	0,007
$T_C \leftarrow$	1,000	0,006
	1,094	0,005
	1,188	0,004
	1,281	0,004
	1,375	0,003
	1,469	0,003
	1,563	0,003
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,002
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

Parametri dello spettro di risposta verticale allo SLV

### 6.4.3 Masse efficaci e variabilità del moto sismico

La determinazione dell'azione sismica viene calcolata considerando il totale delle masse G associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

- G<sub>1</sub> masse dei pesi propri strutturali
- G<sub>2</sub> masse dei carichi permanenti non strutturali
- Q<sub>kj</sub> masse dei carichi accidentali

Con riferimento a § 3.2.4 delle NTC, si ritiene trascurabile in fase sismica il contributo delle azioni accidentali, pertanto vengono considerati i contributi dei soli carichi permanenti.

Si è tenuto conto della variabilità del moto sismico orizzontale considerando le tre direzioni principali di oscillazione, in accordo con il §7.3.5 delle NTC, secondo le seguenti relazioni:

$$E_1 = E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$E_2 = 0.30 \cdot E_x + E_y$$

### 6.4.4 Azioni inerziali pesi propri strutturali e permanenti non strutturali

Con riferimento al § 7.11.6 delle NTC si esegue l'analisi con il metodo pseudostatico, dove l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Le azioni inerziali E<sub>h</sub> e E<sub>v</sub> sugli elementi del modello strutturale sono determinati automaticamente dal software di calcolo incrementando le masse dei pesi propri G con accelerazioni verticali e orizzontali definite dai coefficienti di amplificazione dinamica k<sub>h</sub> e k<sub>v</sub>:

- E<sub>h</sub> = G · k<sub>h</sub> azione inerziale orizzontale
- E<sub>v</sub> = G · k<sub>v</sub> azione inerziale verticale
- k<sub>h</sub> = β<sub>m</sub> · S<sub>S</sub> · S<sub>T</sub> · a<sub>g</sub> / g coefficiente sismico orizzontale
- k<sub>v</sub> = 0.5 · β<sub>m</sub> · S<sub>S</sub> · S<sub>T</sub> · a<sub>g</sub> / g coefficiente sismico verticale
- β<sub>m</sub> = 0.18 coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- S<sub>S</sub> = 1.80 coefficiente di amplificazione stratigrafica orizzontale
- S<sub>T</sub> = 1.00 coefficiente di amplificazione topografica
- a<sub>g</sub> = 0.050g accelerazione massima attesa al sito per lo Stato Limite considerato
- g = 9.81 m/s<sup>2</sup> accelerazione di gravità
- G masse efficaci sismiche

Stato limite	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
SLV	0.0162	0.0081

Coefficienti di amplificazione sismica per gli stati limite considerati

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β <sub>m</sub>	β <sub>m</sub>
0,2 < a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,4	0,31	0,31
0,1 < a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,2	0,29	0,24
a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,1	0,20	0,18

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione sismica attesa in sito (NTC 2008)

Le azioni E<sub>h</sub> e E<sub>v</sub> vengono calcolate in automatico nel software di calcolo applicando agli elementi finiti del modello delle accelerazioni inerziali orizzontali K<sub>h</sub>\*g e verticali K<sub>v</sub>\*g.

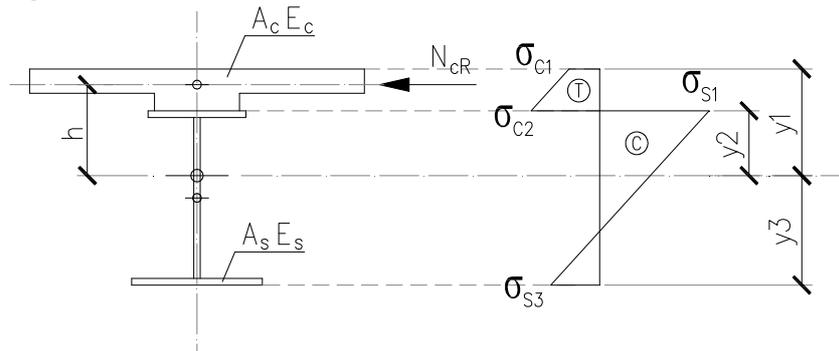
### 6.4.5 Sovraspinte dinamiche del terreno

Le sovraspinte sismiche  $\Delta S_h$  sono calcolate in automatico dal software di calcolo applicando agli elementi finiti del modello del terreno le accelerazioni inerziali orizzontali  $K_h \cdot g$  e verticali  $K_v \cdot g$ .

### 6.5 Ritiro del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ )

Dato che il ritiro dipende dal tempo di maturazione del calcestruzzo, dalla sua resistenza e dalle condizioni ambientali, gli effetti possono evidenziarsi sia in fase di costruzione sulla sezione mista acciaio-calcestruzzo (ritiro primario) sia a lungo termine sulla statica globale dell'impalcato (ritiro secondario).

Nel primo caso l'accorciamento primario della soletta determina l'insorgenza di tensioni di scorrimento all'interfaccia soletta-trave e uno stato di pressoflessione della sezione mista che può essere schematizzata come nella figura seguente.

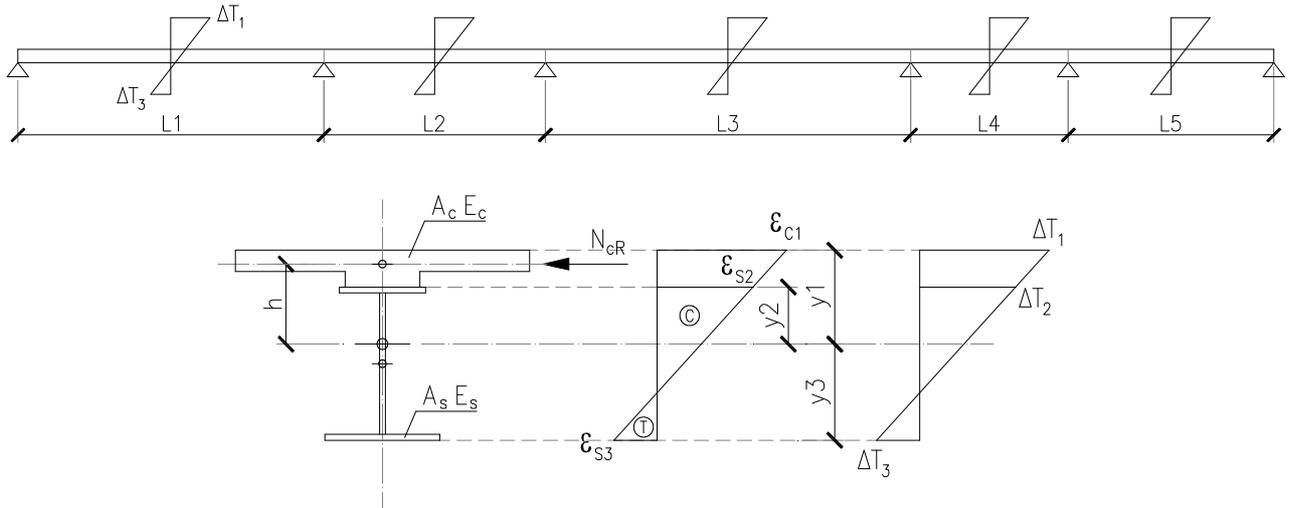


Schema delle tensioni di ritiro primario sulla sezione mista acciaio-calcestruzzo

$N'_{cR}$	Azione assiale equivalente di ritiro primario
$A_c$	Area sezione di calcestruzzo
$A_s$	Area sezione di acciaio
$E_c$	Modulo elastico calcestruzzo
$E_s$	Modulo elastico acciaio
$A = n \cdot A_c + A_s$	Area sezione mista omogeneizzata all'acciaio
$E = E_s = n \cdot E_c$	Modulo elastico sezione mista omogeneizzata all'acciaio
$I = n \cdot I_c + I_s$	Momento d'inerzia sezione mista omogeneizzata
$n = E_s/E_c$	Rapporto omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo
$\sigma_{c1} = - N'_{cR}/(n \cdot A) - N'_{cR} \cdot h/(n \cdot I) \cdot y_1 + N'_{cR}/A_c$	Tensione ritiro primario calcestruzzo
$\sigma_{c2} = - N'_{cR}/(n \cdot A) - N'_{cR} \cdot h/(n \cdot I) \cdot y_2 + N'_{cR}/A_c$	
$\sigma_{s2} = - N'_{cR}/A - N'_{cR} \cdot h/I \cdot y_2$	Tensione ritiro primario acciaio
$\sigma_{s3} = - N'_{cR}/A - N'_{cR} \cdot h/I \cdot y_3$	

Nel secondo caso l'accorciamento secondario della soletta determina l'insorgenza di reazioni iperstatiche sulla statica globale dell'impalcato. Il calcolo consiste nel caricare la trave continua con dei carichi di distorsione geometrica, quali quelli termici, come riportato nello schema di calcolo seguente.

Nel caso in cui l'impalcato presenti uno schema isostatico, il ritiro secondario viene interamente assorbito dalle sezioni resistenti longitudinali con l'insorgenza di sole deformazioni cinematiche e nessuna tensione aggiuntiva.



Schema di calcolo delle iperstatiche di ritiro secondario

$N''_{cR}$

$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

$\Delta T_1 = -N''_{cR}/(\alpha \cdot A \cdot E) - N''_{cR} \cdot h/(\alpha \cdot I \cdot E) \cdot y_1$

$\Delta T_3 = -N''_{cR}/(\alpha \cdot A \cdot E) - N''_{cR} \cdot h/(\alpha \cdot I \cdot E) \cdot y_3$

Azione assiale equivalente di ritiro secondario

Coefficiente di dilatazione termica sezione mista

Carico termico equivalente sezione mista ritiro secondario

### 6.5.1.1 Trave prefabbricata

Nel caso in oggetto l'impalcato presenta uno schema isostatico, pertanto il ritiro secondario viene interamente assorbito dalle sezioni resistenti longitudinali con l'insorgenza di sole deformazioni cinematiche e nessuna tensione aggiuntiva (come nel caso del ritiro primario).

La deformazione totale da ritiro  $\epsilon_{cs}$  secondo § 11.2.10.6 delle NTC risulta dal calcolo seguente:

UR = 60%

$f_{ck} = 45.65 \text{ MPa}$

$\epsilon_{c0} = -0.390 \text{ ‰}$

umidità relativa

resistenza caratteristica calcestruzzo a 28 giorni

$f_{ck}$ [MPa]	Umidità relativa (%)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	+0.00
40	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	+0.00
60	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	-0.10	+0.00
80	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	+0.00

Valori del parametro  $\epsilon_{c0}$  (‰)

$h_0$ [mm]	$k_h$
100	1.00
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

Valori del parametro  $k_h$

$u = 5.40 \text{ m}$

$A_c = 0.4633 \text{ m}^2$

$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 0.4633 / 5.40 = 0.172 \text{ m}$

$k_h = 0.95$

perimetro sezione in calcestruzzo esposta all'aria

area sezione in calcestruzzo

dimensione fittizia

$\epsilon_{cd} = \epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = -0.371 \text{ ‰}$	deformazione per ritiro da essiccamento
$\epsilon_{ca} = \epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -0.089 \text{ ‰}$	deformazione per ritiro autogeno
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0.460 \text{ ‰}$	deformazione totale da ritiro

### 6.5.1.2 Soletta

La deformazione totale da ritiro  $\epsilon_{cs}$  secondo § 11.2.10.6 delle NTC risulta dal calcolo seguente:

UR = 60%	umidità relativa
$f_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica calcestruzzo a 28 giorni
$\epsilon_{c0} = -0.440 \text{ ‰}$	
u = 1.40 m	perimetro sezione in calcestruzzo esposta all'aria
$A_c = 0.20 \cdot 1.40 = 0.28 \text{ m}^2$	area sezione in calcestruzzo
$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 0.28 / 1.40 = 0.400 \text{ m}$	dimensione fittizia
$k_h = 0.725$	
$\epsilon_{cd} = \epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = -0.319 \text{ ‰}$	deformazione per ritiro da essiccamento
$\epsilon_{ca} = \epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -0.048 \text{ ‰}$	deformazione per ritiro autogeno
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0.367 \text{ ‰}$	deformazione totale da ritiro

Le deformazioni differenziali primarie sono trattate direttamente nel calcolo della trave prefabbricata.

## 6.6 Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ )

Dato anche lo schema isostatico della copertura, non si considerano variazioni termiche differenziali sugli elementi strutturali della galleria.

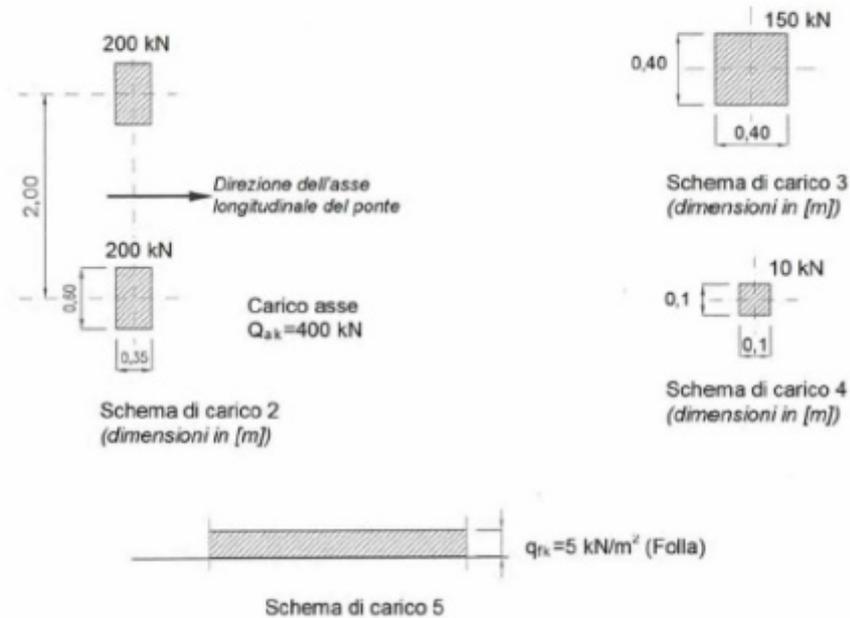
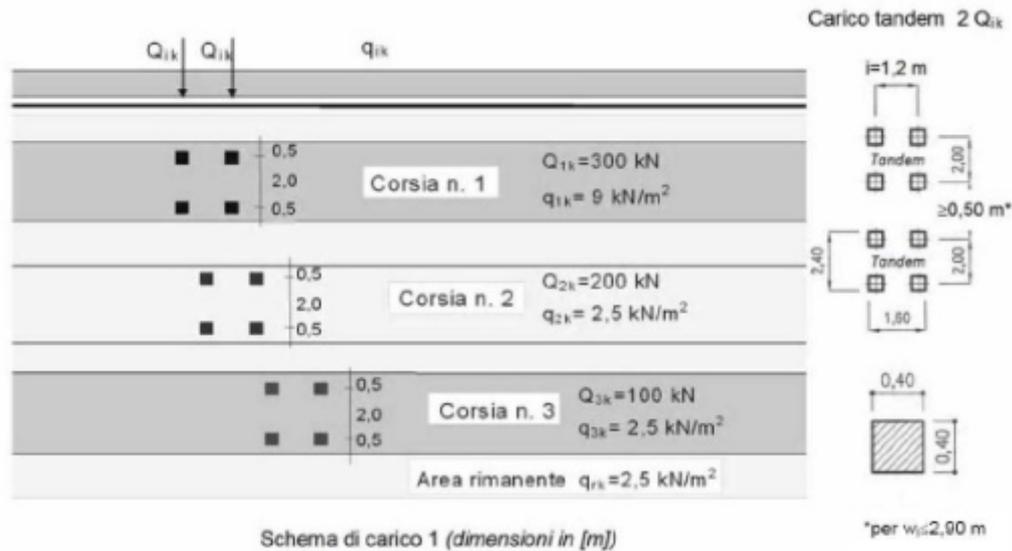
## 6.7 Cedimenti vincolari ( $\epsilon_4$ )

Non si prevedono cedimenti differenziali addizionali.

## 6.8 Azioni accidentali da traffico veicolare ( $Q_1$ )

### 6.8.1 Azioni sull'impalcato

Coerentemente con quanto indicato al par.5.1.3.3 delle Norme Tecniche, le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:



Schemi di carico secondo NTC 2008

I carichi tandem  $Q_{1k}$  vengono posizionati ortogonalmente all'asse della galleria, diffusi sia in direzione longitudinale che trasversale e trattati come pressioni uniformemente distribuite sulla soletta superiore. Assumendo una diffusione con inclinazione  $30^\circ$  nel terreno e  $45^\circ$  nella soletta, si hanno le seguenti pressioni distribuite:

$$q_{\text{tandem}} = 2 \cdot Q_{1k} / (L_T \cdot L_L) = 2 \cdot 300 / (3.19 \cdot 3.99) = 47.26 \text{ kN/m}^2$$

Pressione carico tandem  $Q_{1k}$

$H = 1.20 \text{ m}$

spessore del rinterro

$s = 0.20 \text{ m}$

spessore soletta

$D = H \cdot \tan 30^\circ + s/2 = 0.79 \text{ m}$

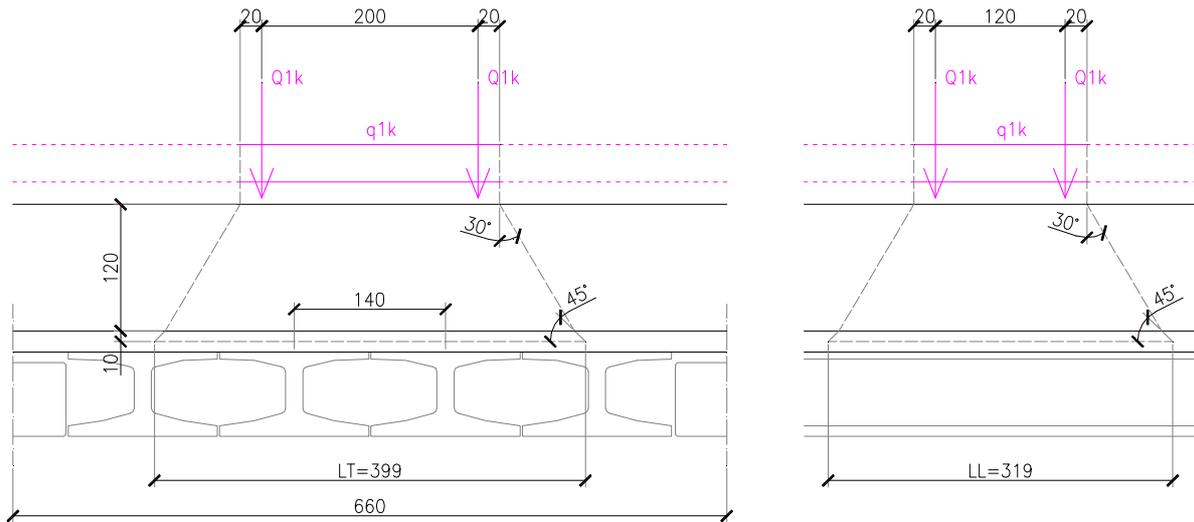
diffusione laterale trasversale o longitudinale

$L_T = 1.60 + 2 \cdot D = 3.19 \text{ m}$

larghezza trasversale di diffusione

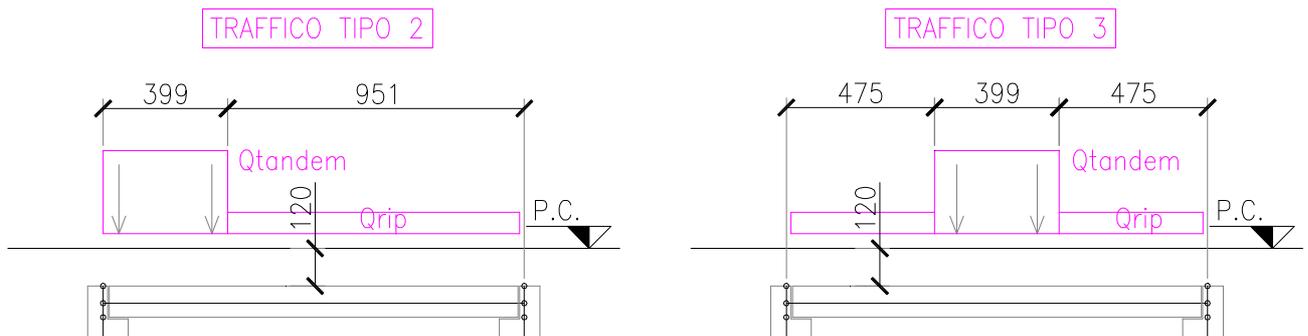
$L_L = 2.40 + 2 \cdot D = 3.99 \text{ m}$

lunghezza longitudinale di diffusione

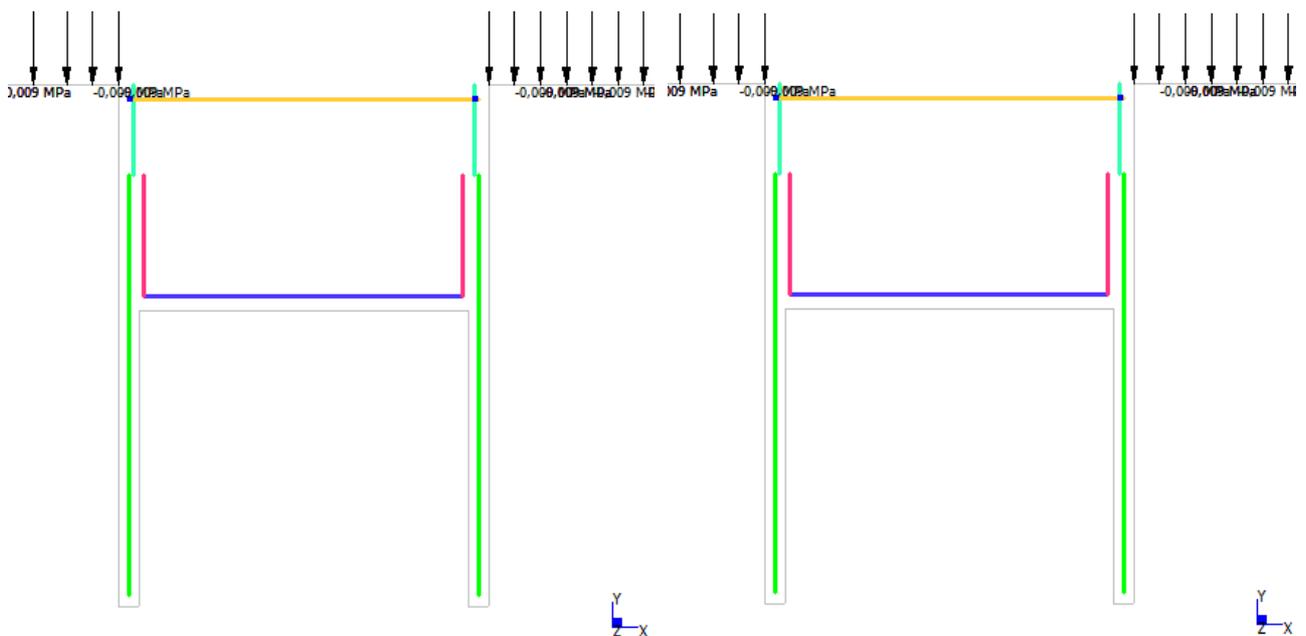


Schema e reazioni sulle travi di impalcato

Nel modello strutturale si prevede uno schema di carico longitudinale di massimo taglio e uno di massimo momento in mezzeria (vedi figura seguente) con pressione totali  $q_{tandem} = 47.26+9 = 56.26$  kPa e  $q_{rip} = 9.00$  kPa.



Concio 2 – Schemi di sovraccarichi accidentali applicate al modello B

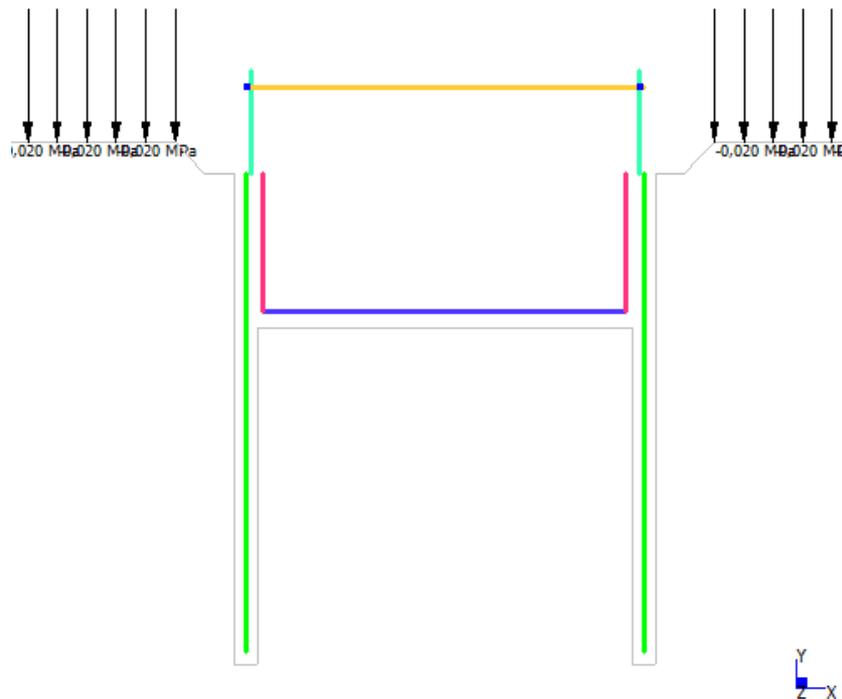


Modello A – Concio 2 - Schema di carico Traffico 2 e Traffico 3

### 6.8.2 Spinte sui piedritti

Nel Modello A, le spinte sono calcolate ed applicate in automatico dal software di calcolo sugli elementi finiti della struttura di contenimento interna.

In fase di cantiere, restando a favore di sicurezza, si adotta un carico ripartito superficiale sul profilo del terreno di monte pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.



Modello A – Concio 2 - Schema di carico Traffico 1

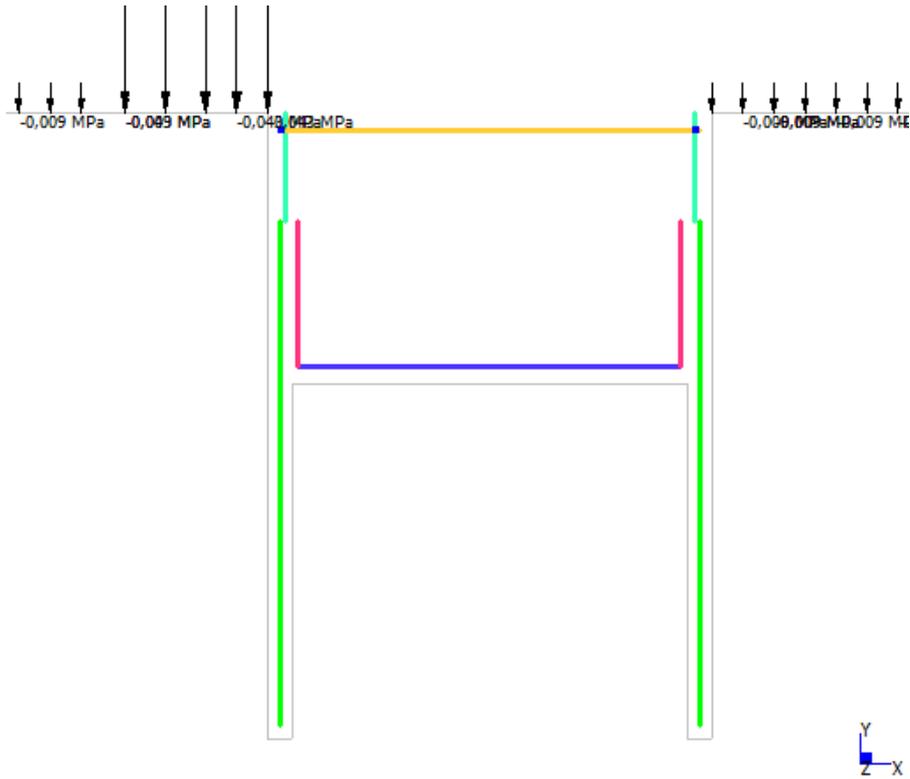
In fase finale si prevede un carico tandem applicato a livello superficiale a tergo dell'elevazione. Si hanno le seguenti pressioni distribuite sul profilo:

$$q_{\text{tandem}} = 2 \cdot Q_{1k} / (L_T \cdot L_L) = 2 \cdot 300 / (3.79 \cdot 4.59) = 34.43 \text{ kN/m}^2$$

Pressione carico tandem  $Q_{1k}$

$H = 0.70 + 1.20 = 1.90 \text{ m}$                       spessore del rinterro  
 $D = H \cdot \tan 30^\circ = 1.10 \text{ m}$                       diffusione laterale trasversale o longitudinale  
 $L_T = 1.60 + 2 \cdot D = 3.79 \text{ m}$                       larghezza trasversale di diffusione  
 $L_L = 2.40 + 2 \cdot D = 4.59 \text{ m}$                       lunghezza longitudinale di diffusione

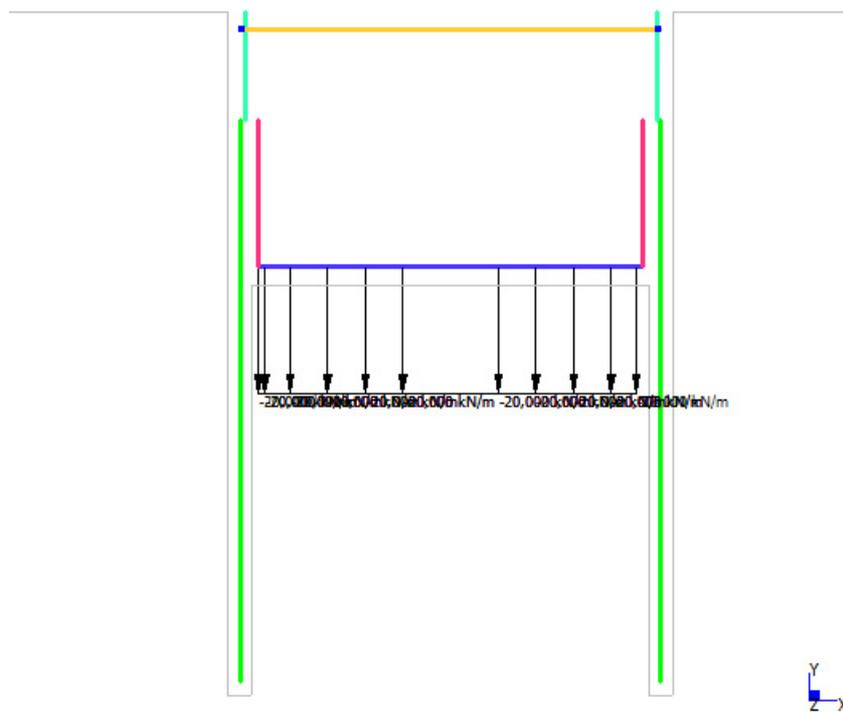
Nel modello strutturale si prevede una distribuzione di pressioni totali  $q_{\text{tandem}} = 34.43 + 9 = 43.43 \text{ kPa}$  e  $q_{\text{rip}} = 9.00 \text{ kPa}$ .



Modello A – Concio 2 - Schema di carico Traffico 4

### 6.8.3 Azioni sopra la fondazione

Si assumono applicate agli elementi della fondazione le pressioni verticali derivanti dal transito veicolare all'interno della galleria. Restando a favore di sicurezza, si adotta un carico ripartito superficiale pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.



Modello A – Concio 2 - Schema di carico Traffico 5

### 6.9 Azioni di frenatura (Q<sub>3</sub>)

Secondo quanto riportato in § 5.1.3.5 delle NTC, la forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1:

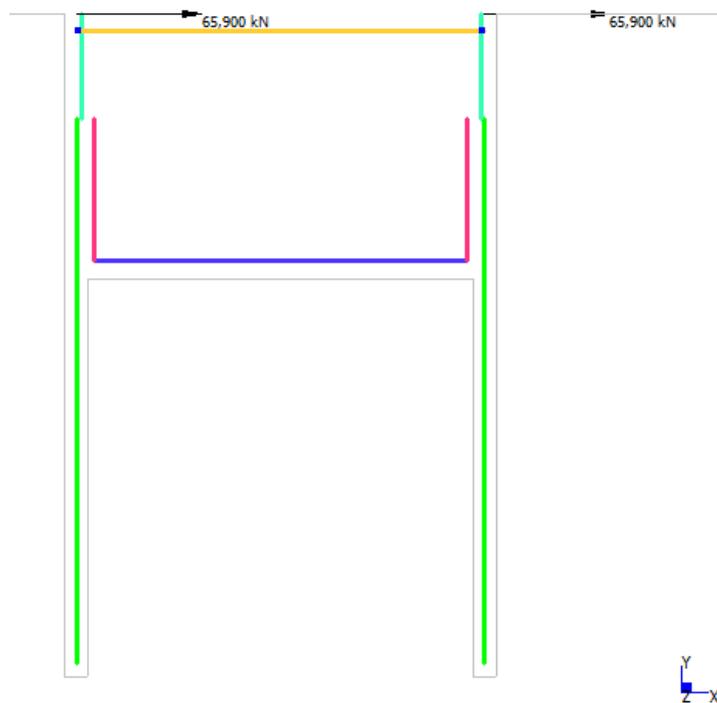
$$q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3.00 \cdot 13.10 = 395.37 \text{ kN} \quad \text{Concio 7}$$

$$180 \text{ kN} \leq q_3 \leq 900 \text{ kN}$$

$w_1 = 3.00 \text{ m}$                       larghezza della corsia convenzionale  
 $L = 13.10 \text{ m}$                       lunghezza della zona caricata concio 7

L'azione risultante di frenatura viene modellata come azione concentrata in testa diaframma nel punto di appoggio del puntone di soletta.

$$\text{FREN} = q_3 / w_1 / 2 = 395.37 / 3.00 / 2 = 65.90 \text{ kN/m} \quad \text{Concio 2}$$



Modello A – Concio 2 - Schema di carico Frenatura

## 7 ANALISI CONCIO 2

### 7.1 Combinazioni di carico

Come riportato al § 2.5.3 delle NTC, si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. caratteristica rara SLE
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione frequente SLE
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Comb. quasi permanente SLE
$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione sismica SLE e SLU
$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione eccezionale SLU

$G_1$	masse dei pesi propri strutturali
$G_2$	masse dei carichi permanenti non strutturali
$P$	precompressione e pretensione
$Q_{kj}$	masse dei carichi accidentali
$E$	azione sismica
$A_d$	azione eccezionale

I coefficienti di contemporaneità delle azioni e i coefficienti parziali da adottare per gli SLU sono riportati nelle tabelle seguenti.

#### 7.1.1 Stati Limite Ultimi

##### 7.1.1.1 Stati Limite Ultimi strutturali

Come riportato al § 2.3 delle NTC, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$E_d \leq R_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$R_d = R(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
$\gamma_F \cdot F_k$	azioni di progetto
$X_k / \gamma_M$	proprietà del materiale di progetto
$a_d$	geometria di progetto
$\gamma_M$	coefficiente parziale di sicurezza del materiale

##### 7.1.1.2 Stati Limite di Esercizio strutturali e geotecnici

Come riportato al § 6.2.3.3 e § 5.1.4.2 delle NTC, La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Si dovrà verificare che sia:

$E_d \leq C_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$C_d = C(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore nominale o funzione di certe proprietà dei materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate

##### 7.1.1.3 Stati Limite Ultimi geotecnici

Come riportato al § 6.2.3.1 delle NTC, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$E_d \leq R_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$R_d = 1/\gamma_R \cdot R(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
$\gamma_F \cdot F_k$	azioni di progetto

$X_k/\gamma_M$  parametri di progetto  
 $a_d$  geometria di progetto  
 $\gamma_R$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza di progetto

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

#### 7.1.1.4 Azioni di calcolo

**Tabella 5.1.IV** – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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 <sup>(*)</sup>						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 <sup>(**)</sup>			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 <sup>(***)</sup>	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Tipologie di combinazioni di calcolo per azioni da traffico di tipo stradale (NTC 2008)

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q3}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_3$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_3$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU per azioni da traffico di tipo stradale (NTC 2008)

#### 7.1.1.5 Resistenze di calcolo

Per le verifiche geotecniche si considerano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze del terreno.

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

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

Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU per i parametri di resistenza del terreno (NTC 2008)

### 7.1.2 Combinazioni di carico delle verifiche

	ENV QP ENV RA ENV GEO ENV STR			
	QP	RA 1	GEO 1	STR 1
Peso proprio	1	1	1	1,35
Permanenti	1	1	1,3	1,5
Terreno	1	1	1	1,35
Ritiro				
Traffico 1		1	1,3	1,35
Traffico 2				
Traffico 3				
Traffico 4				
Traffico 5				
Frenatura				
Sisma X				
Sisma Y				

Modello A – Fasi 1-2-3 (scavo intermedio) - Combinazioni di carico SLE-SLU adottate nel calcolo

	ENV QP			ENV RA			
	QP	RA 1	RA 2	RA 3	RA 4	RA 5	RA 6
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1	1	1	1
Terreno	1	1	1	1	1	1	1
Ritiro							
Traffico 1							
Traffico 2		1				0,75	
Traffico 3			1				0,75
Traffico 4				1			
Traffico 5		0,75	0,75	0,75	1		
Traffico 6			0,75	0,75	1		
Frenatura						1	1
Sisma X							
Sisma Y							

Modello A – Fase 4 (finale) - Combinazioni di carico SLE adottate nel calcolo

	ENV STR							ENV SISM		
	STR 1	STR 2	STR 3	STR 4	STR 5	STR 6	STR 7	SISM 1	SISM 2	SISM 3
Peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1
Permanenti	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1	1	1
Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1
Ritiro										
Traffico 1										
Traffico 2		1,35				1,01				
Traffico 3			1,35				1,01			
Traffico 4				1,35						
Traffico 5		1,01	1,01	1,01	1,35					
Traffico 6			1,01	1,01	1,35					
Frenatura						1,35	1,35			
Sisma X								1	0,3	0,3
Sisma Y								0,3	1	-1

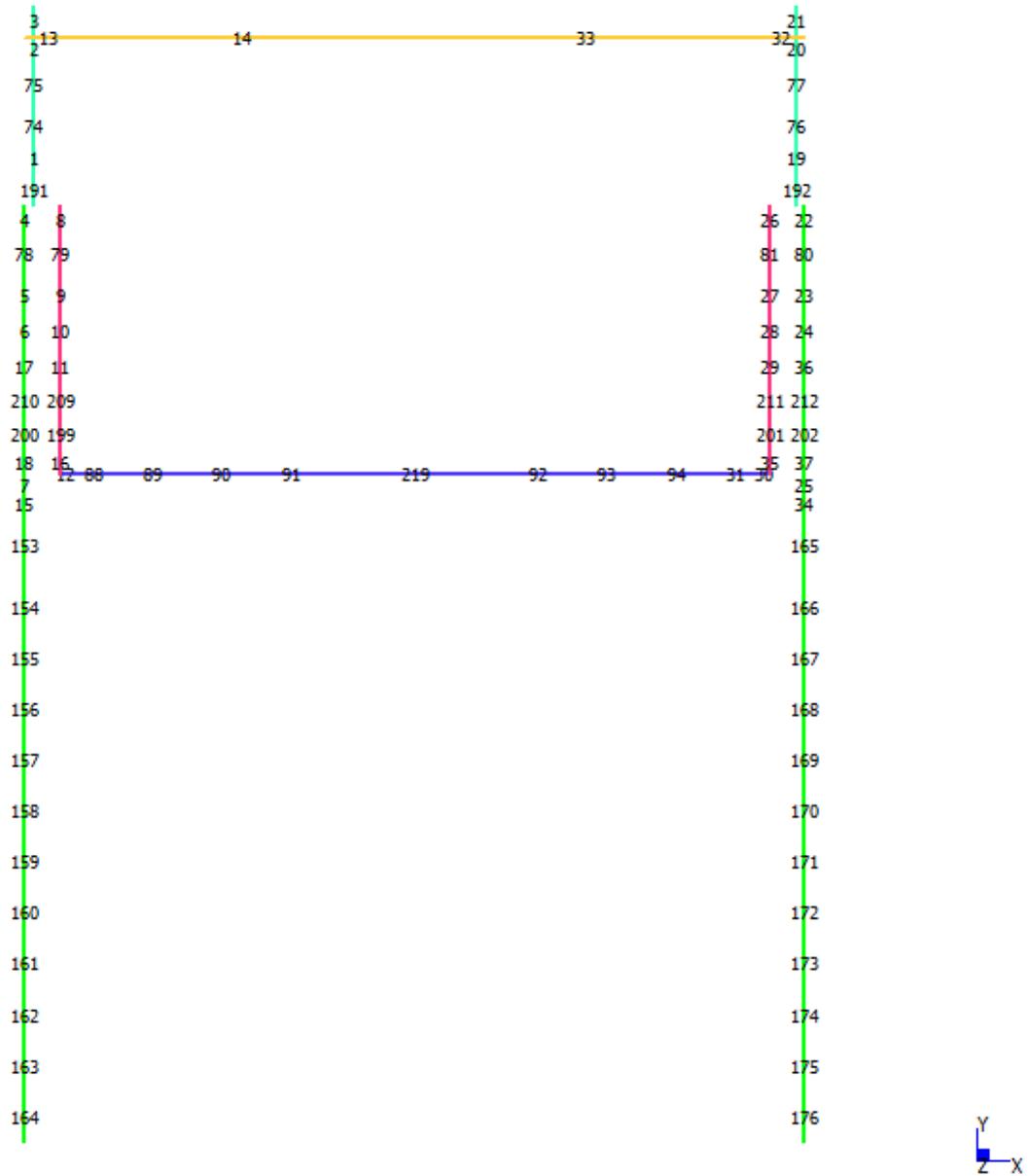
Modello A – Fase 4 (finale) - Combinazioni di carico SLE adottate nel calcolo

	ENV QP	ENV RA		ENV STR	
	QP	RA 1	RA 2	STR 1	STR 2
Peso proprio	1	1	1	1,35	1,35
Permanenti	1	1	1	1,5	1,5
Terreno					
Ritiro	1	1	1	1,2	1,2
Traffico 1					
Traffico 2		1		1,35	
Traffico 3			1		1,35
Traffico 4					
Traffico 5					
Frenatura					
Sisma X					
Sisma Y					

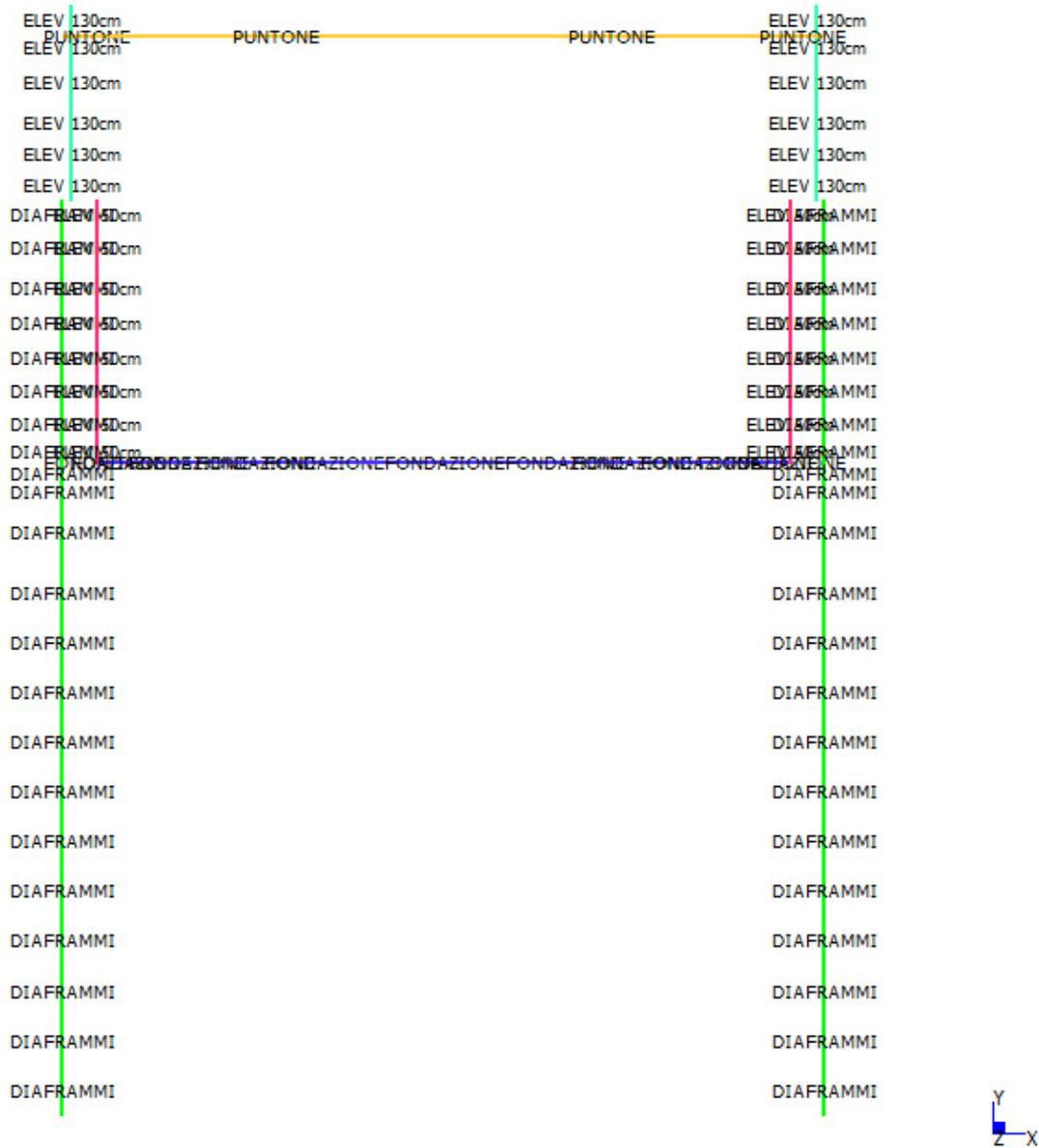
Modello B - Combinazioni di carico SLE-SLU adottate nel calcolo

## 7.2 Modelli di calcolo

### 7.2.1 Modello A

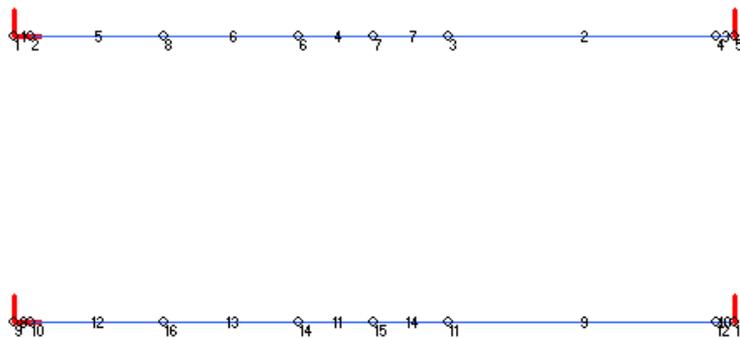


Modello A-4 – Numerazione elementi finiti



Modello A-4 – Proprietà degli elementi finiti

## 7.2.2 Modello B

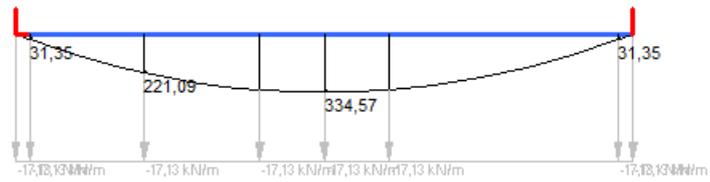
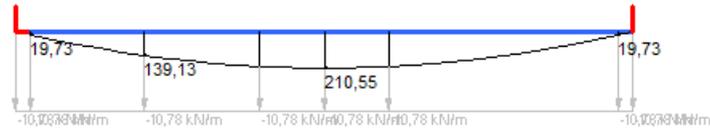


Modello B – Numerazione nodi e elementi finiti

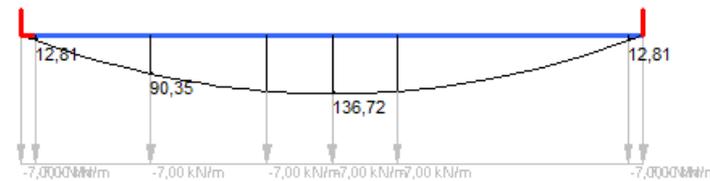
### 7.3 Sollecitazioni di calcolo

Si riportano di seguito i risultati relativi alle condizioni di carico e all'involuppo delle condizioni di carico considerate nelle varie fasi costruttive.

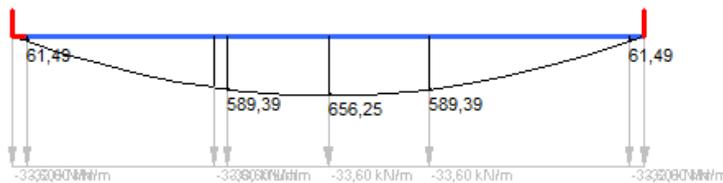
#### 7.3.1 Travi impalcato



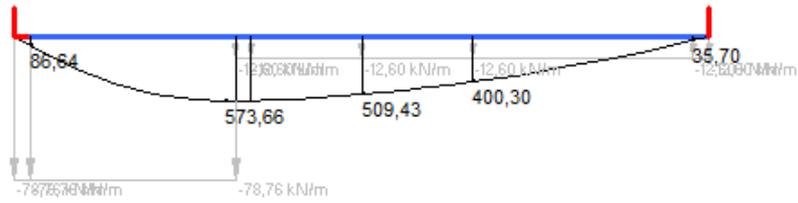
Modello B - Peso proprio – Trave, Puntone - Momenti flettenti (kNm)



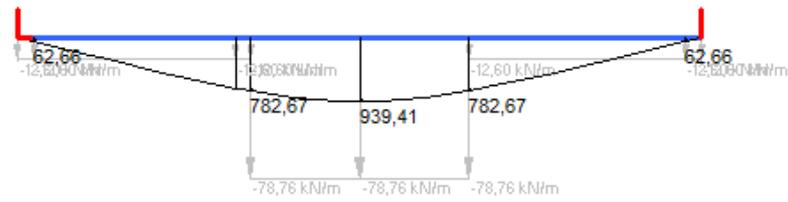
Modello B – Peso proprio soletta – Trave, Puntone - Momenti flettenti (kNm)



Modello B – Permanenti – Trave, Puntone - Momenti flettenti (kNm)

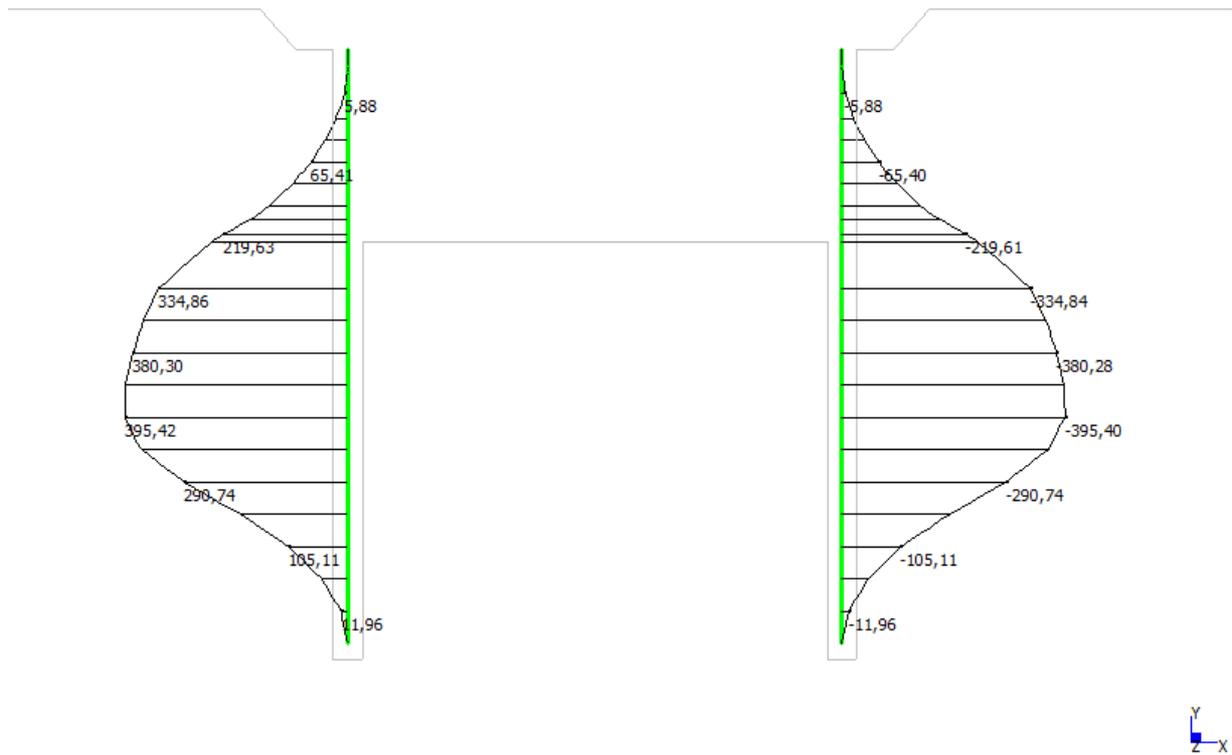


Modello B – Traffico 2 – Trave, Puntone - Momenti flettenti (kNm)

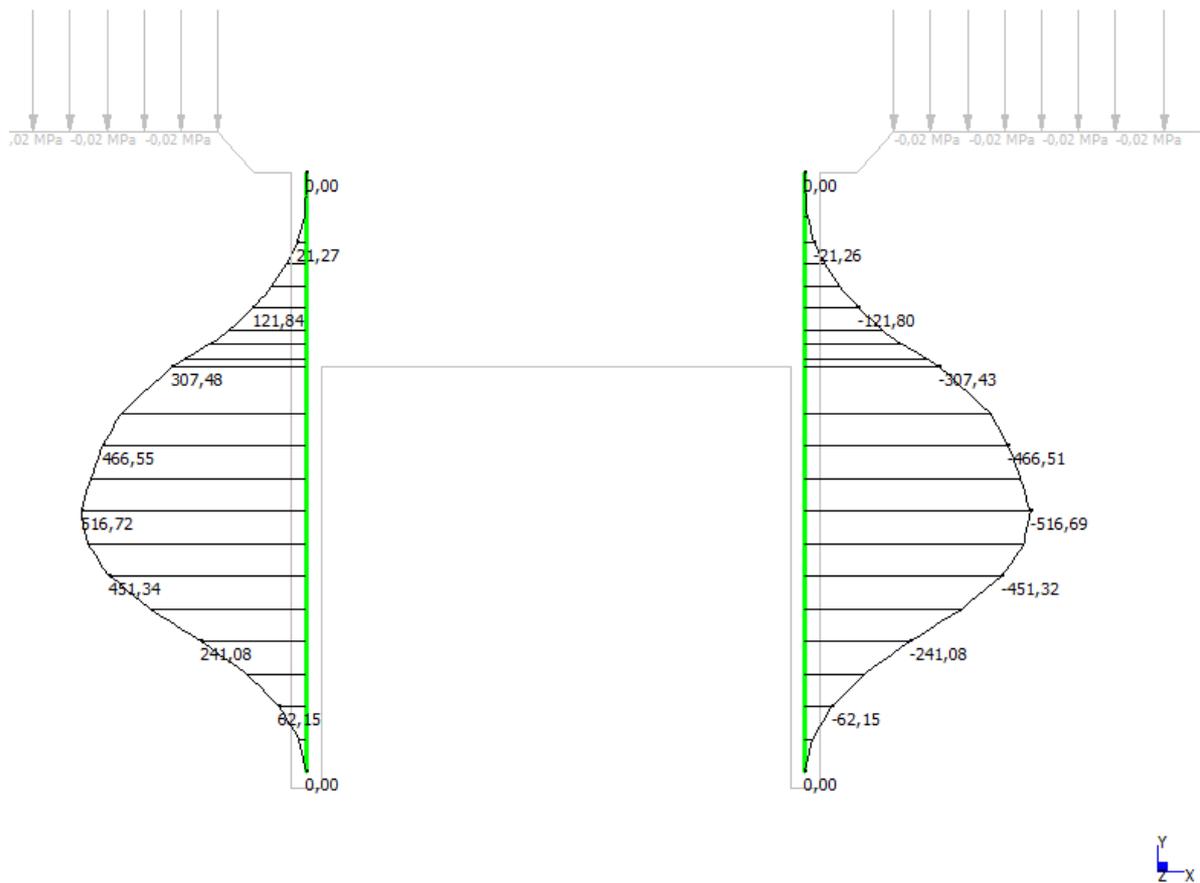


Modello B – Traffico 3 – Trave 2, Puntone 2, Trave 1, Puntone 1 - Momenti flettenti (kNm)

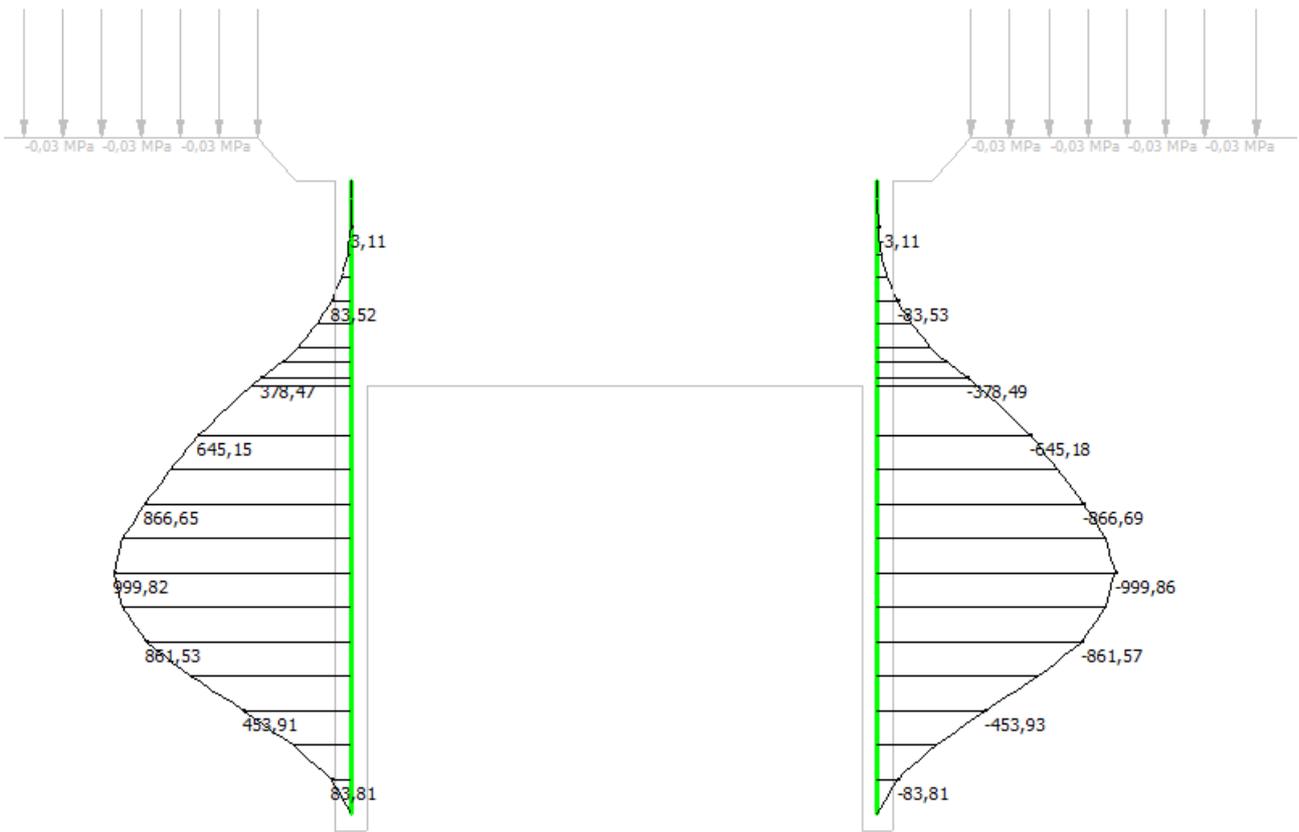
7.3.2 Galleria fase 2



Modello A-2 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



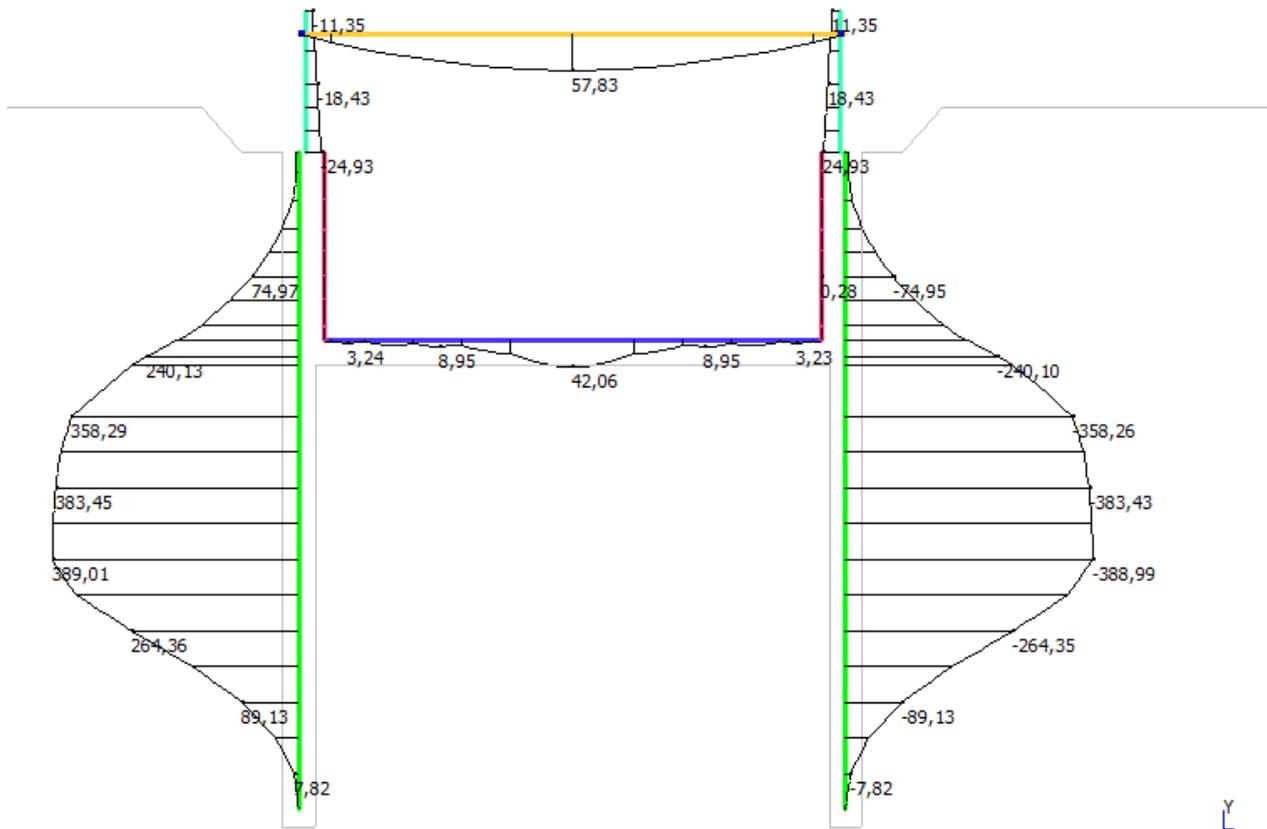
Modello A-2 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



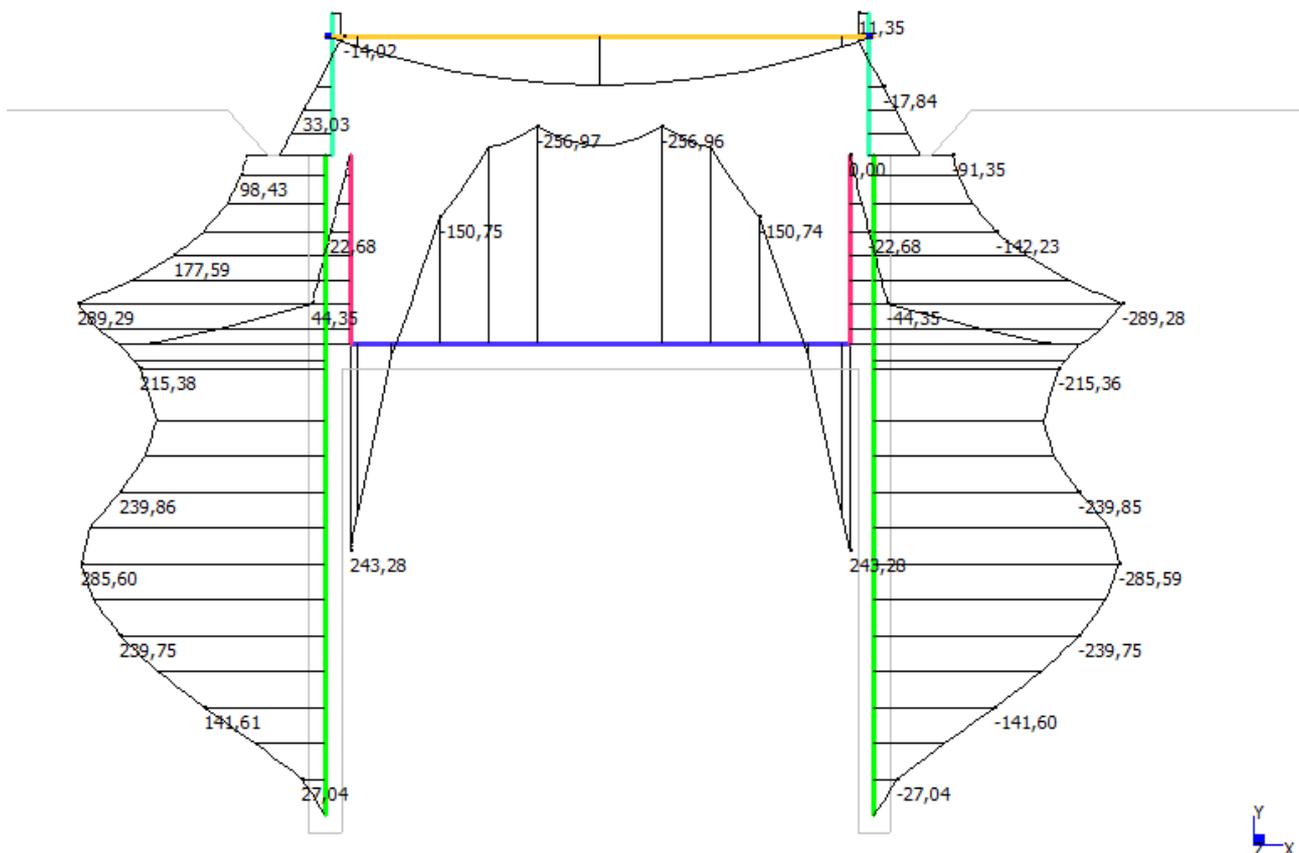
Modello A-2 – STR 1 (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



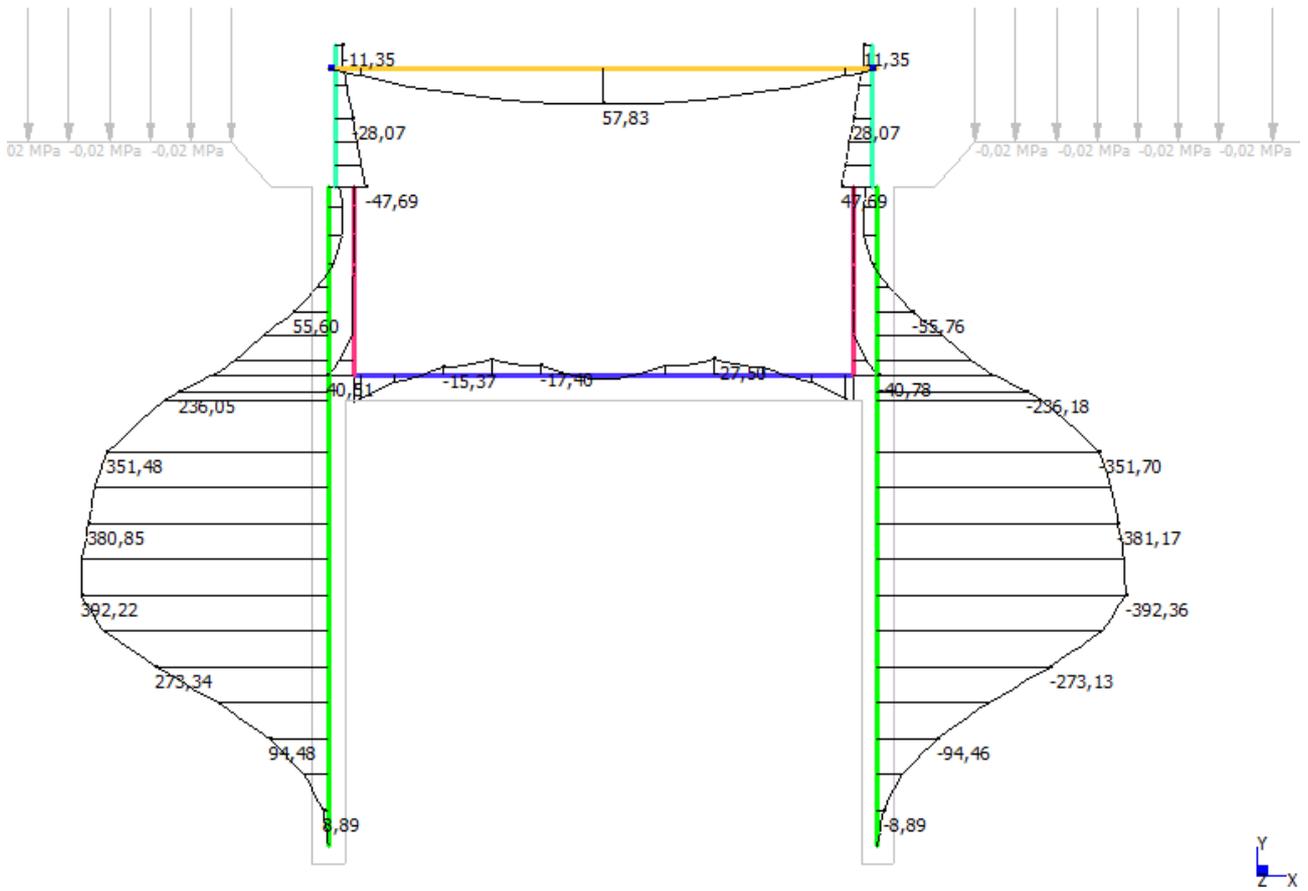
7.3.3 Galleria fase 3



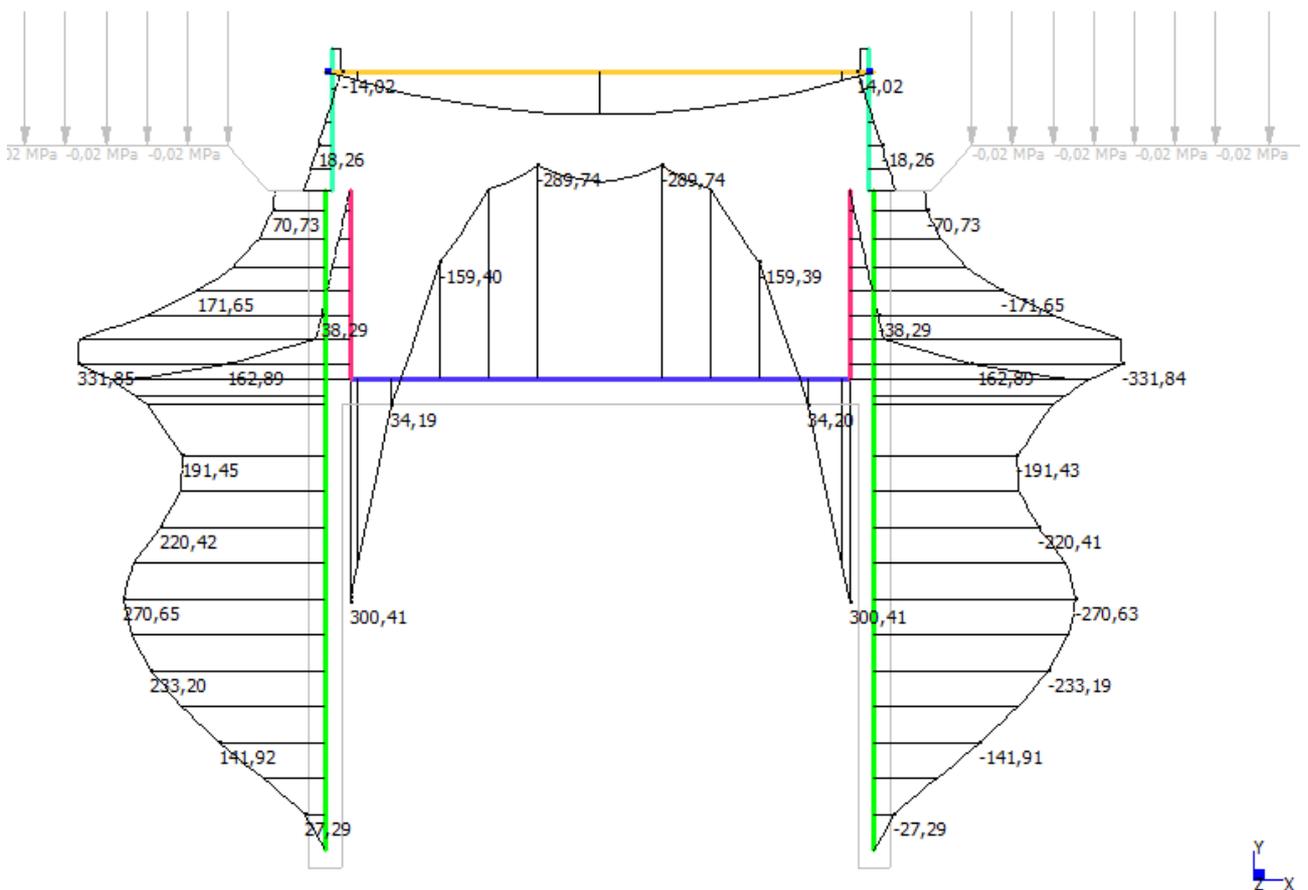
Modello A-3 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



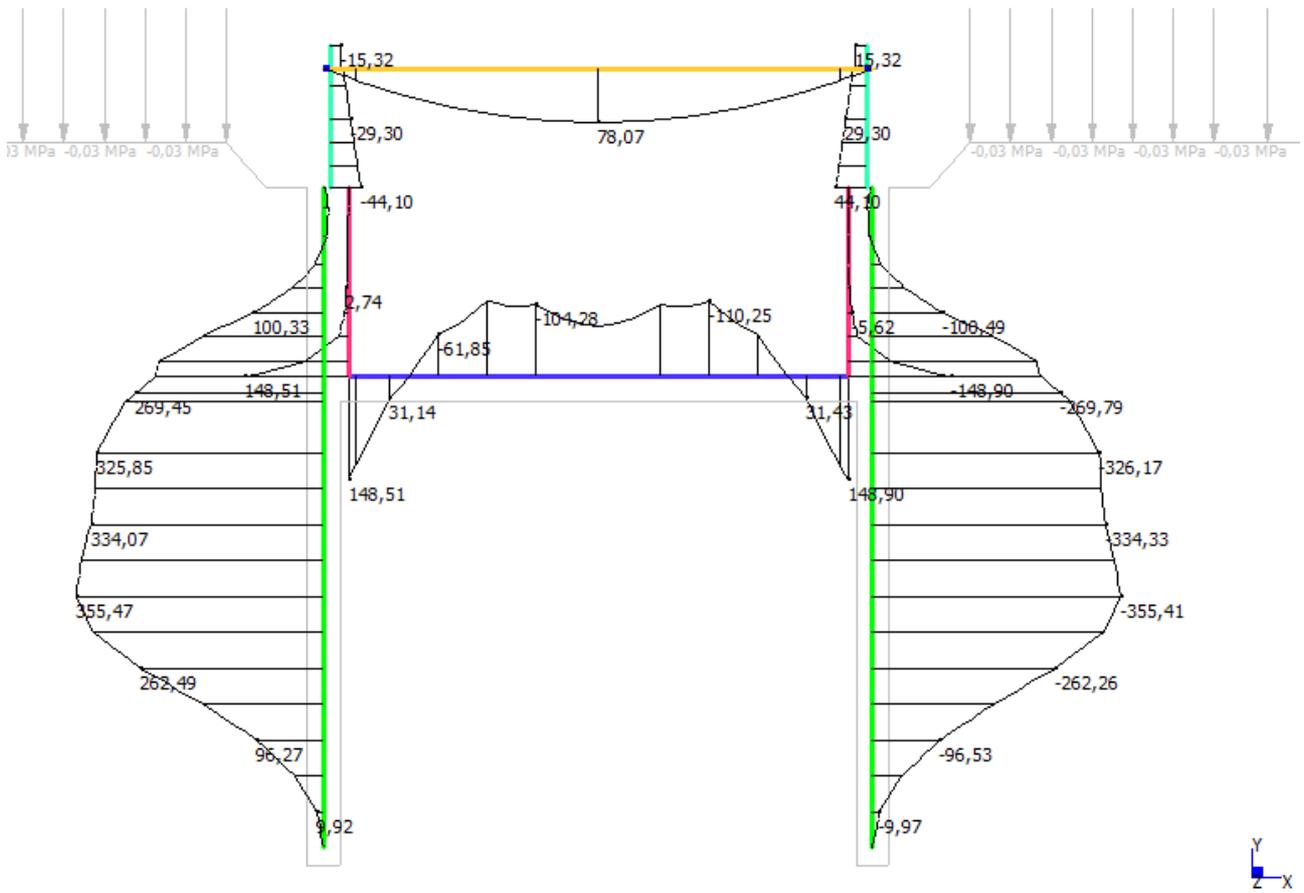
Modello A-3 – QP (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



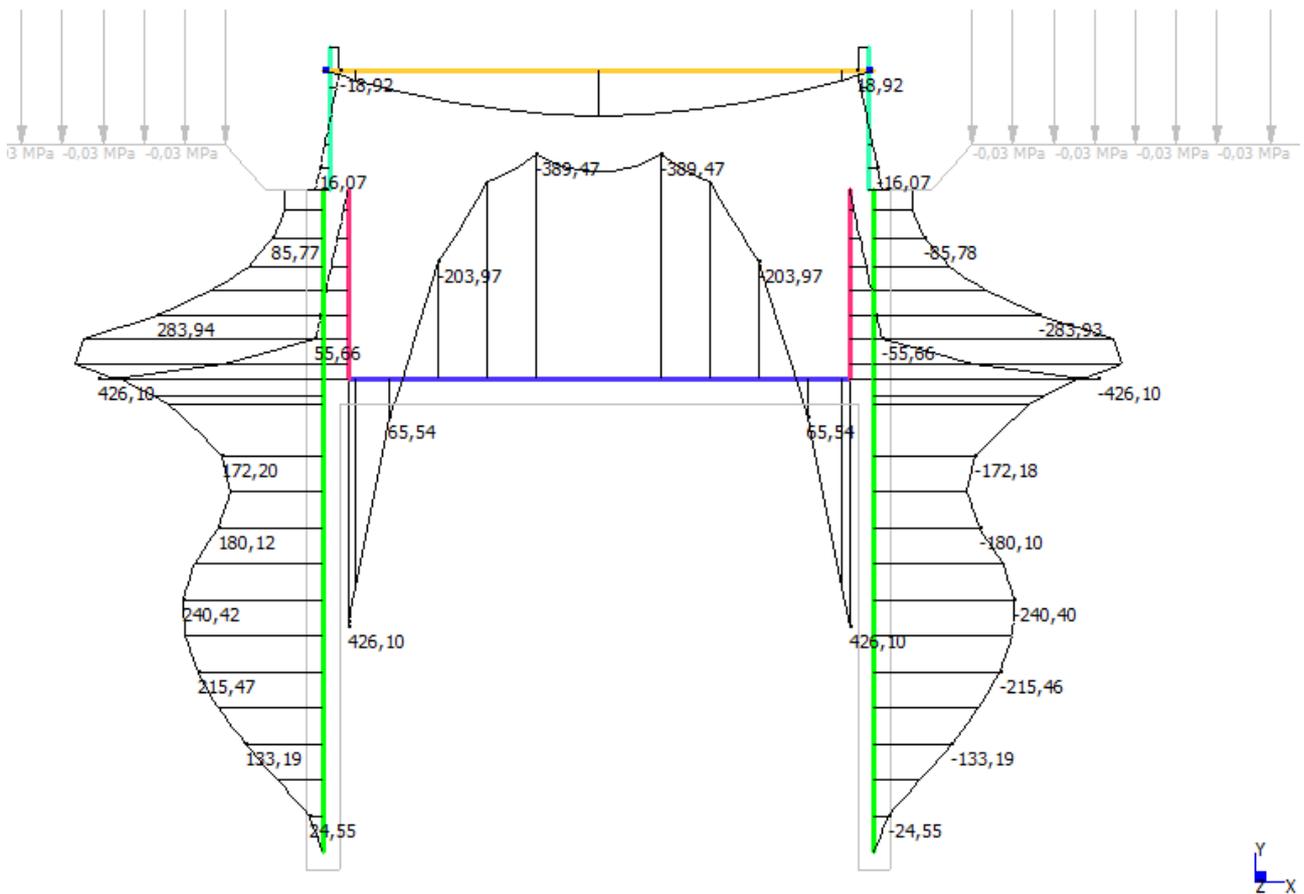
Modello A-3 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



Modello A-3 – RA (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

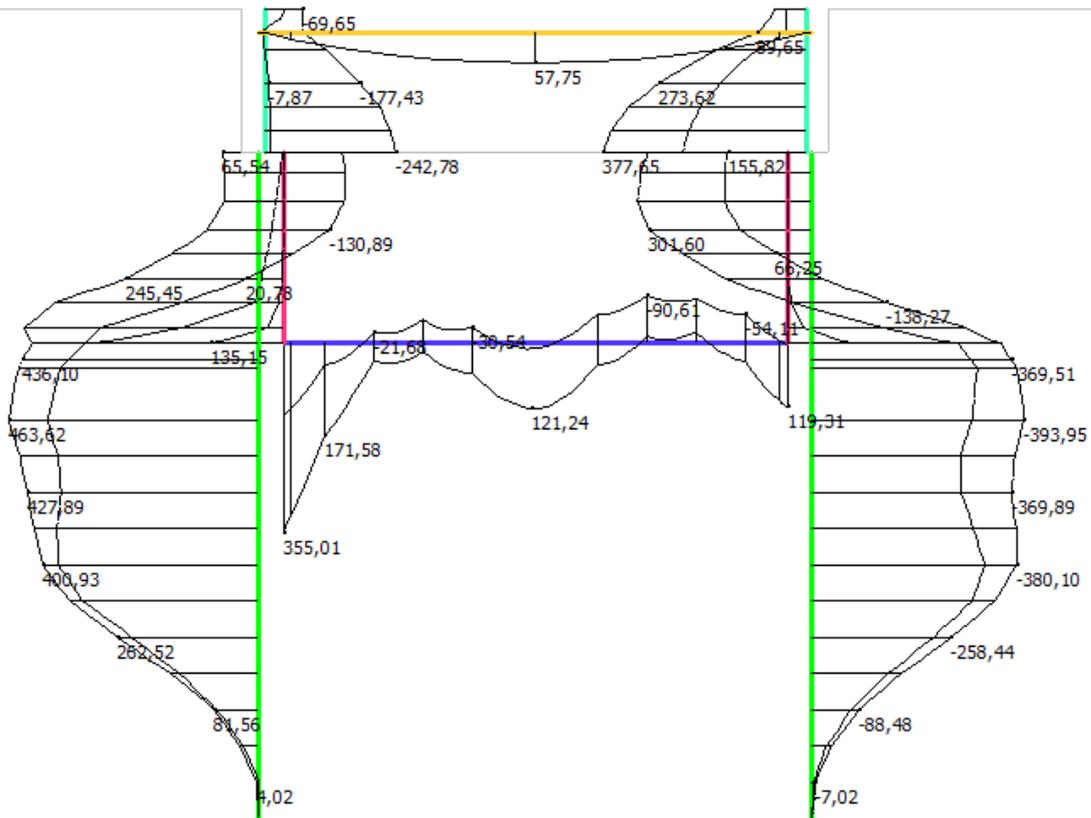


Modello A-3 – STR 1 (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)

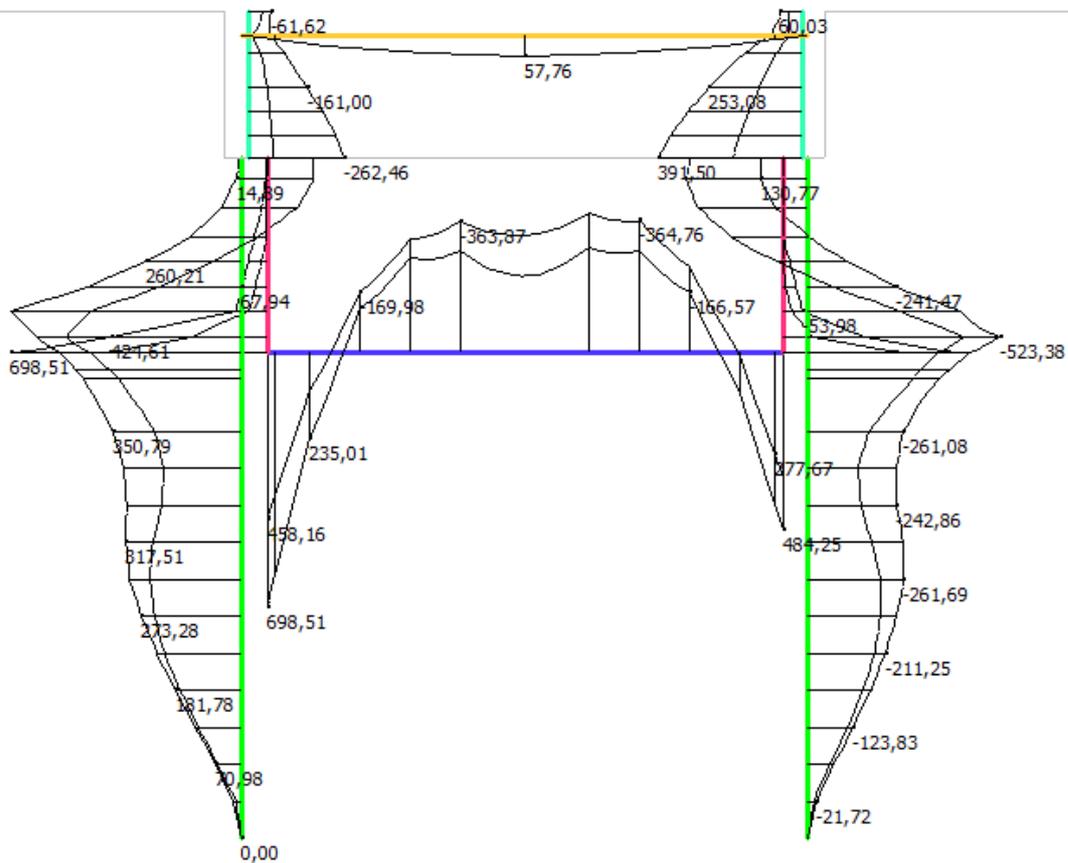


Modello A-3 – STR 1 (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

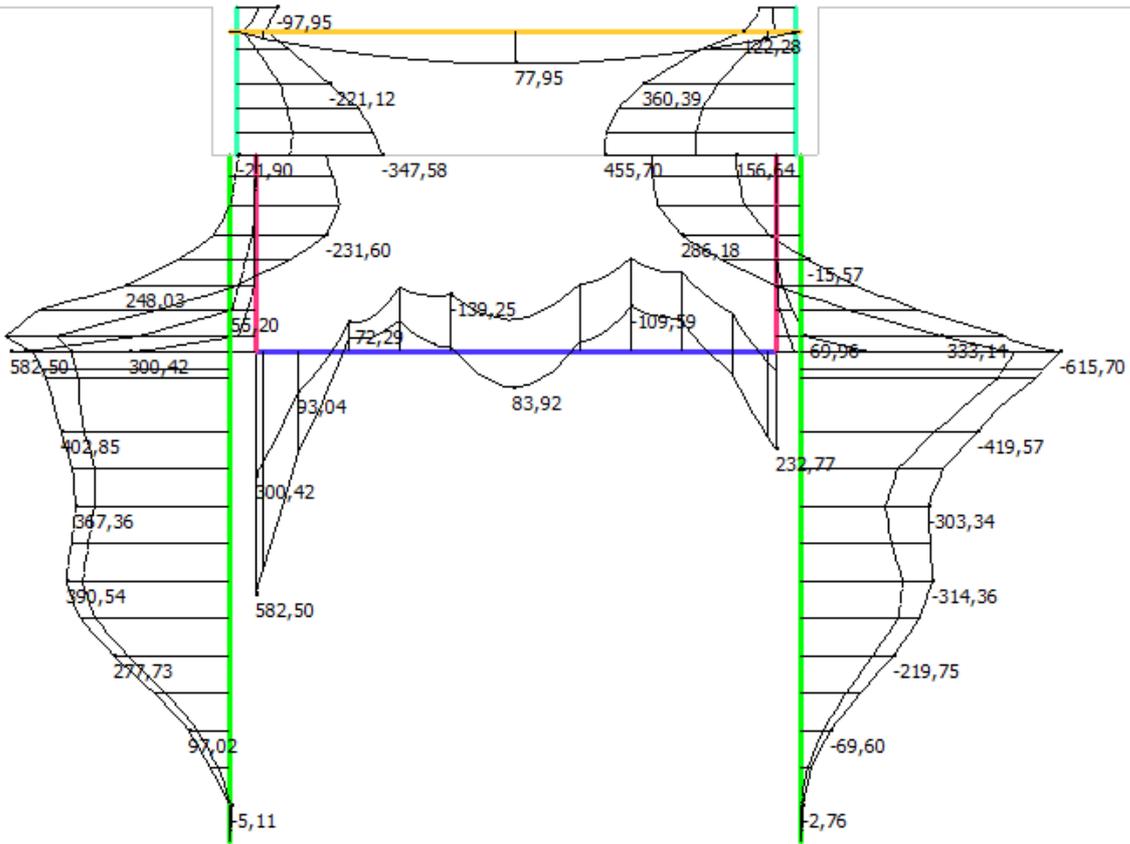




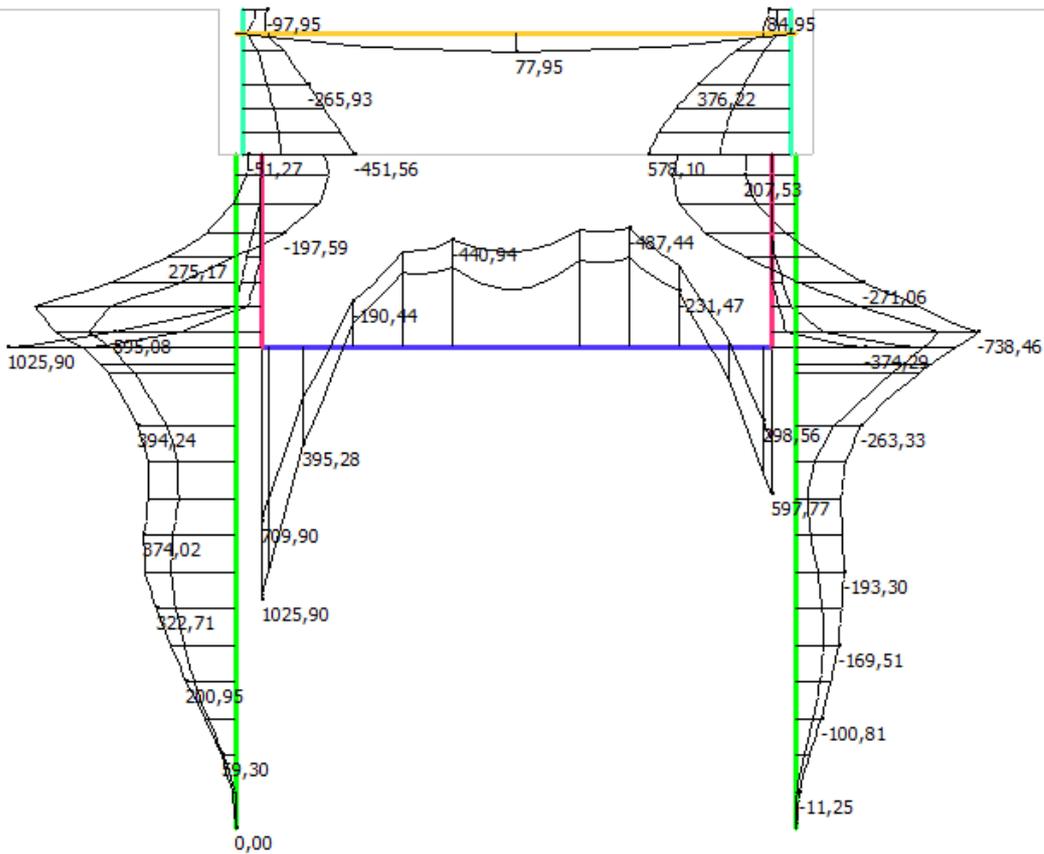
Modello A-4 - ENV RA (falda di cantiere) - Momenti flettenti (kNm)



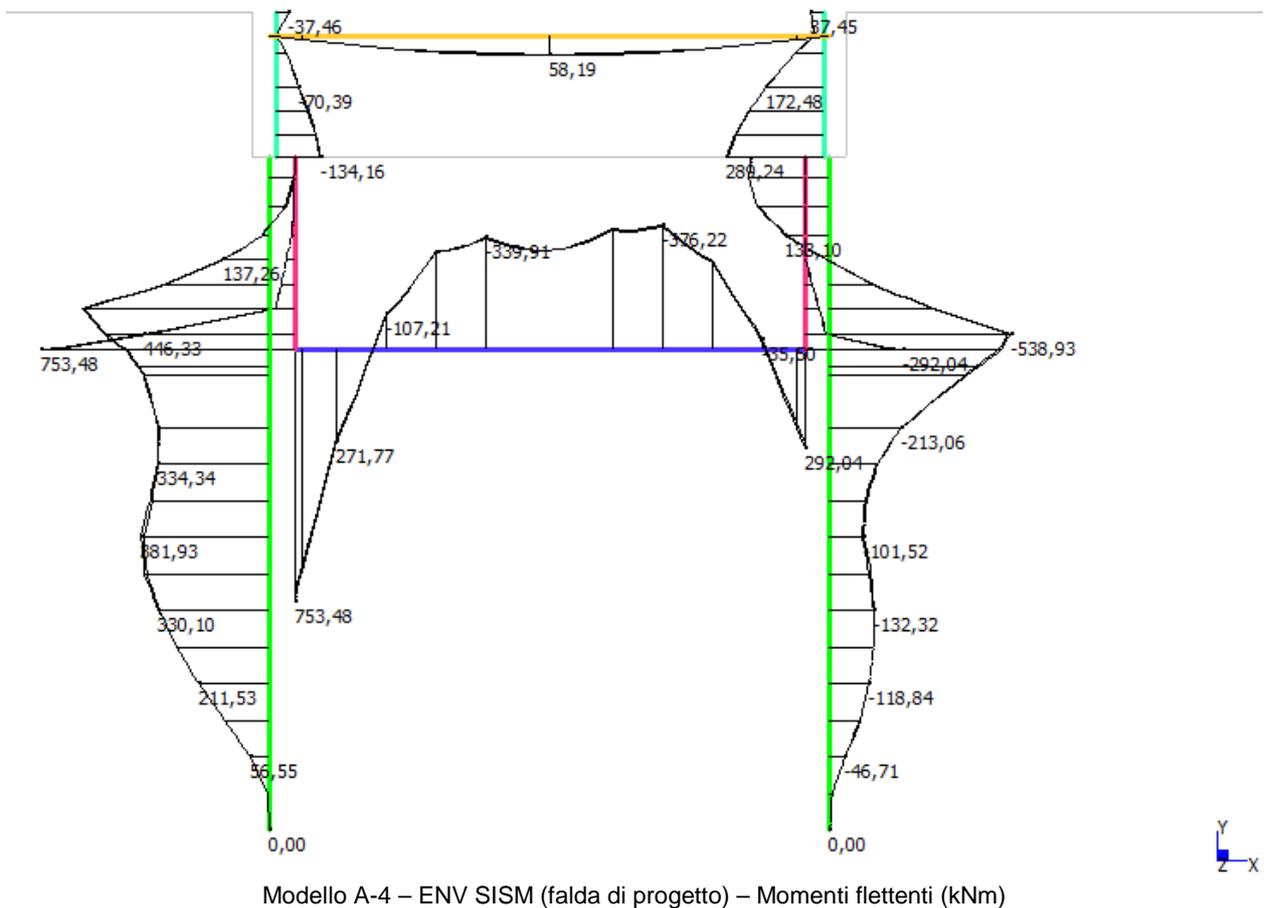
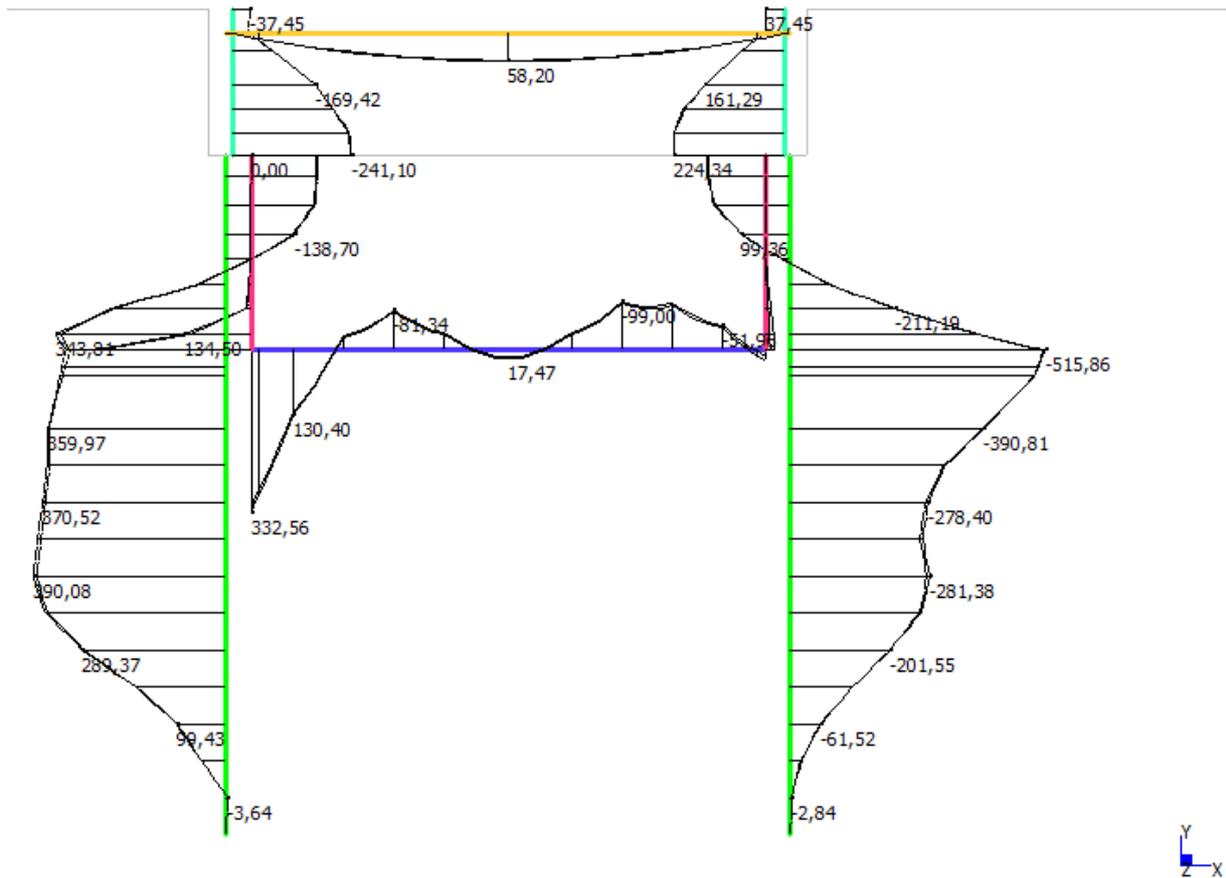
Modello A-4 - ENV RA (falda di progetto) - Momenti flettenti (kNm)

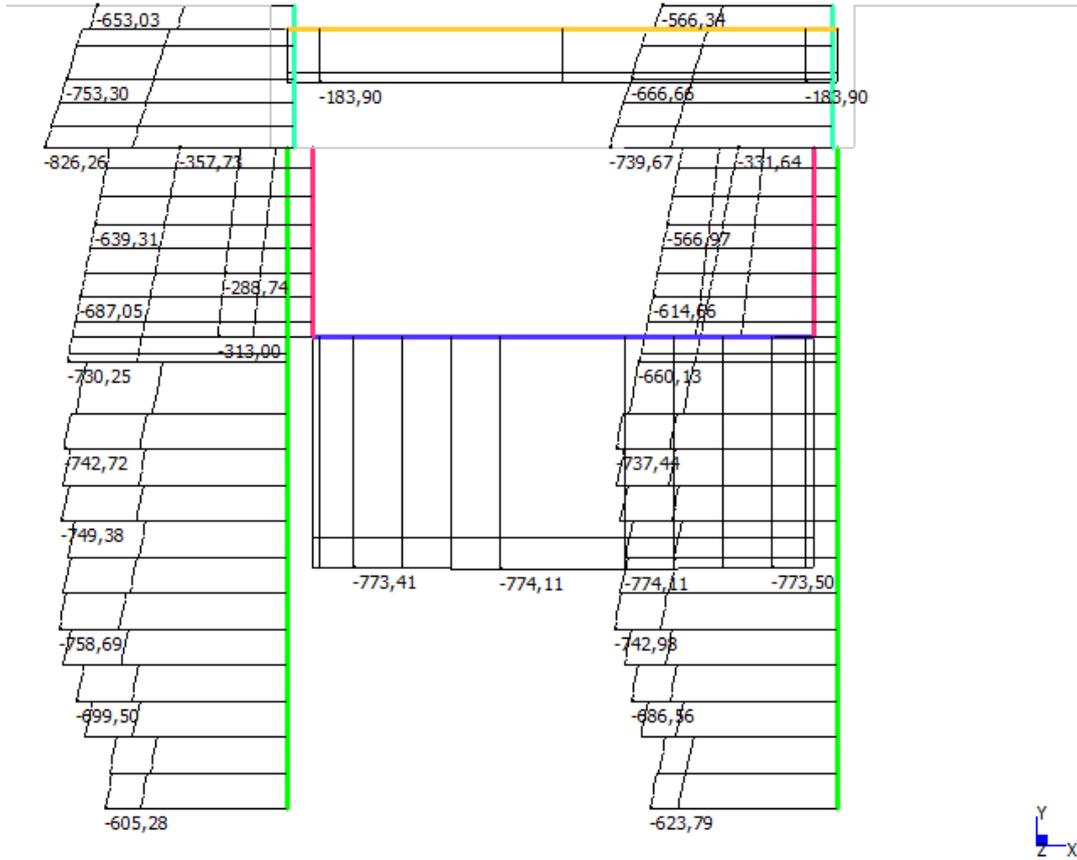


Modello A-4 – ENV STR (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)

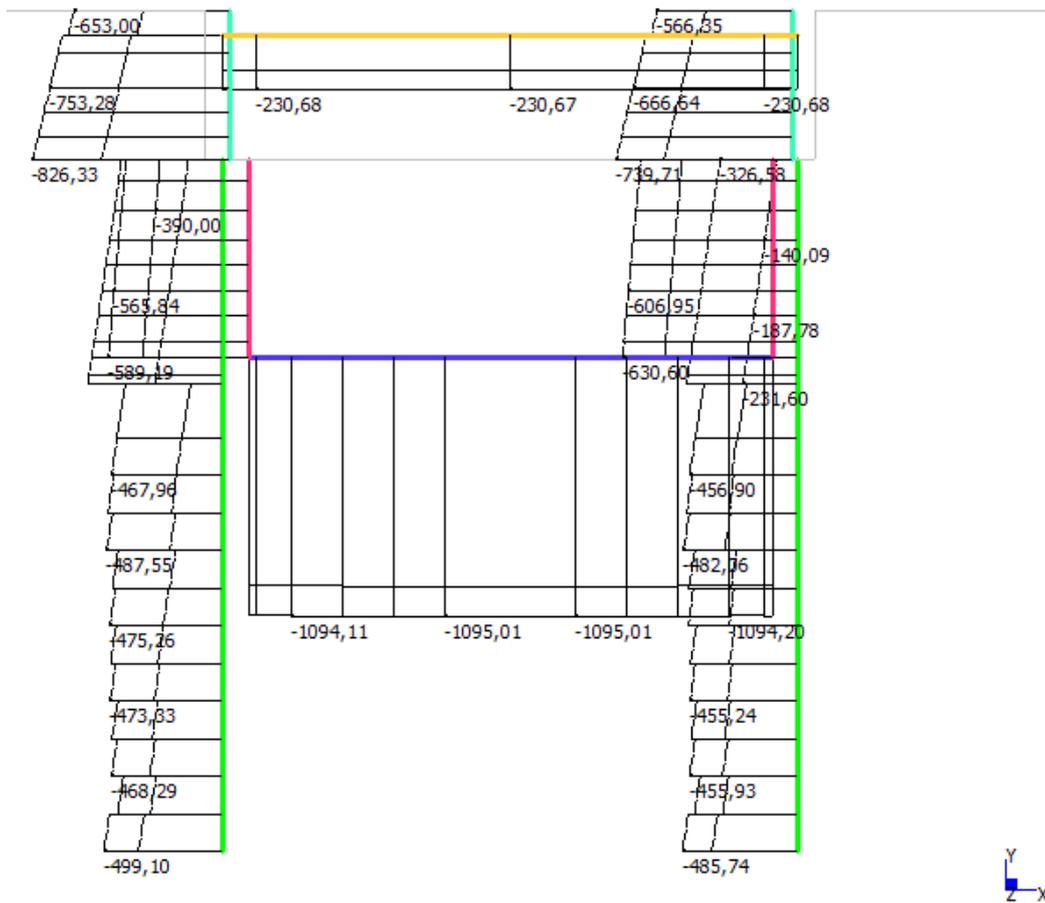


Modello A-4 – ENV STR (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

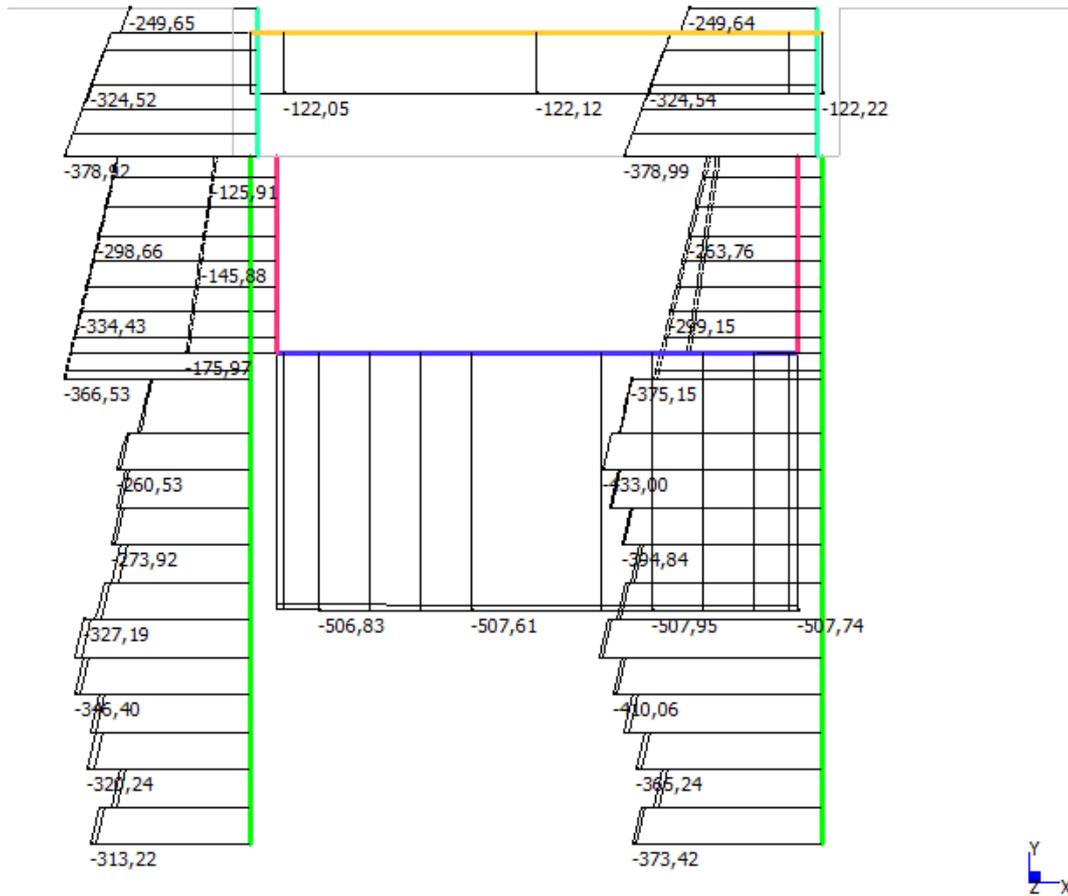




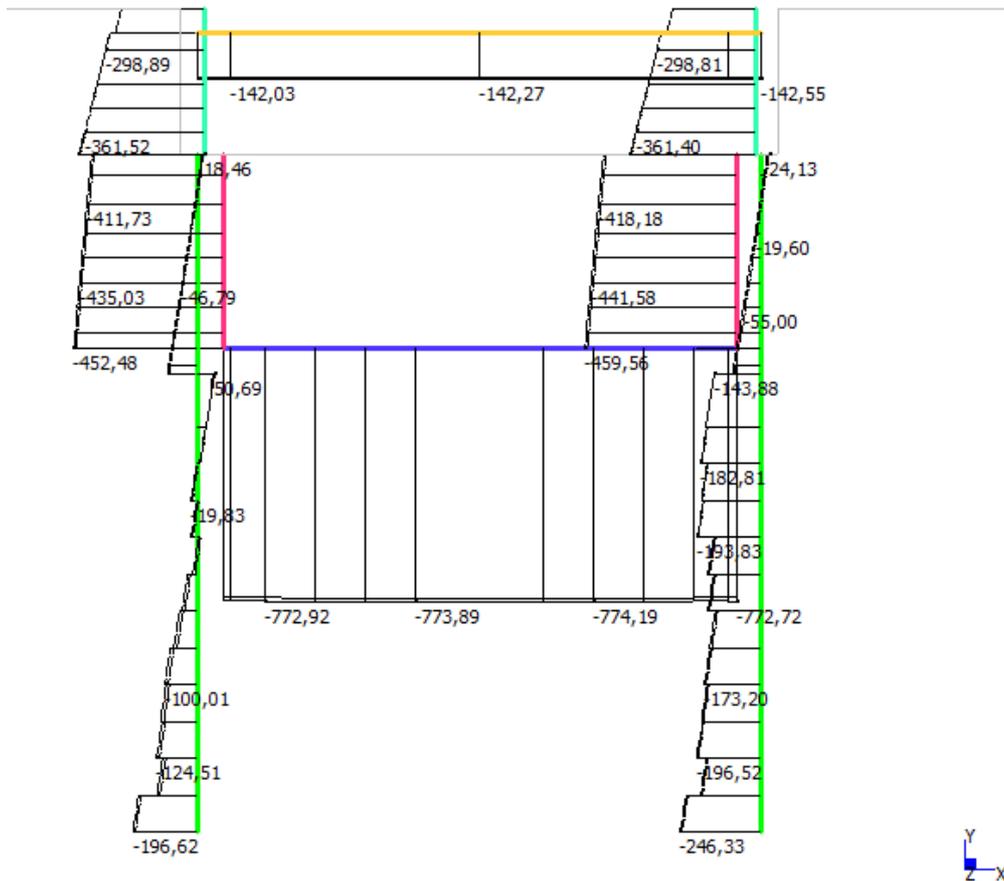
Modello A-4 – ENV STR (falda di cantiere) – Azioni assiali (kN)



Modello A-4 – ENV STR (falda di progetto) – Azioni assiali (kN)



Modello A-4 – ENV SISM (falda di cantiere) – Azioni assiali (kN)



Modello A-4 – ENV SISM (falda di progetto) – Azioni assiali (kN)

## 7.4 Verifiche degli elementi in cemento armato

### 7.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

#### 7.4.1.1 Verifica a presso/tenso-flessione

Come previsto al § 4.1.2.1.2.4 delle NTC con riferimento alla generica sezione, la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

$M_{Rd}$                     valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$   
 $N_{Ed}$                     valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale)  
 $M_{Ed}$                     valore di calcolo della componente flettente dell'azione

#### 7.4.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto § 4.1.2.1.3.1. delle NTC. Indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$d$                             altezza utile della sezione [mm]

$b_w$                         larghezza minima della sezione [mm]

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al § 4.1.2.1.3.2 delle NTC. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio è data dalle relazioni seguenti:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad \text{resistenza di calcolo a taglio}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha \quad \text{resistenza a taglio-trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta} \quad \text{resistenza a taglio-compressione}$$

$\vartheta$                             inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento ( $1.0 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$ )

$\alpha$                             inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento

$A_{sw}$                         area dell'armatura trasversale

$s$                             interasse tra due armature trasversali consecutive

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$         resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$                         coefficienti maggiorativi pari a:

1                            per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$         per  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$

1.25                        per  $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$

$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$     per  $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

### 7.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (§ 4.1.2.2.5 delle NTC).

- Calcestruzzo compresso
  - Combinazione rara  $\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$
  - Combinazione quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$
- Acciaio teso
  - Combinazione rara  $\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk}$

### 7.4.3 Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al § 4.1.2.2.4 delle NTC. Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione). Si distinguono i seguenti casi:

- Combinazioni di azioni
  - Frequente (FR)
  - Quasi Permanente (QP)
- Condizioni ambientali
  - Ordinarie
  - Aggressive
  - Molto Aggressive
- Sensibilità delle armature alla corrosione
  - Sensibili (acciai da precompresso)
  - Poco sensibili (acciai ordinari)
- Apertura delle fessure
  - $w_1 = 0.20 \text{ mm}$
  - $w_2 = 0.30 \text{ mm}$
  - $w_3 = 0.40 \text{ mm}$

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

Condizioni ambientali e classi di esposizione

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

Stati limite di fessurazione

Il calcolo, condotto con riferimento alla procedura analitica prevista al § C4.1.2.2.4 della C.M. 2009 n°617, prevede i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure ( $\Delta_{sm}$ );
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura ( $\epsilon_{sm}$ );
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio  $w_m$  e valore di calcolo  $w_d$ ).

<b>Elemento strutturale</b>	<b>Classi di esposizione</b>	<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Combinazione di azioni</b>	<b>Stato limite</b>	<b><math>w_d</math></b>
Pali, diaframmi, fondazioni, elevazioni	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$
Soletta	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$
Travi, puntoni	XC1-XF1	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	decompressione

## Stati limite di fessurazione degli elementi strutturali

In accordo con il quanto indicato nella C.M. 2009 n°617, il calcolo dell'apertura delle fessure può essere effettuato secondo i metodi riportati nella normativa precedente D.M. 09/01/1996 e relative circolari esplicative.

### 7.4.4 Verifiche strutturali travi di impalcato

Si riportano nel seguito i calcoli di dimensionamento della sezione composta pressollecitata in c.a.p. con le sollecitazioni desunte dai paragrafi precedenti e dalle ipotesi sulle fasi realizzative.

PERDITE DI TENSIONE - FASI REALIZZATIVE							
FASE REALIZZATIVE	Trave prefabbricata				Soletta		
	Rilassamento $\alpha_{rit}$ [%]	t [ore]	Ritiro $\alpha_{rit}$ [%]	Viscosità $\alpha_{vis}$ [%]	Ritiro $\alpha_{rit}$ [%]	Viscosità $\alpha_{vis}$ [%]	
1) Tiro, getto, taglio trefoli	50%	1000	50%	50%			
2) Getto soletta	25%	5000	25%	25%			
3) Dopo getto soletta	25%	10000	25%	25%			
4) Carichi permanenti					100%		
5) Carichi accidentali					0%		

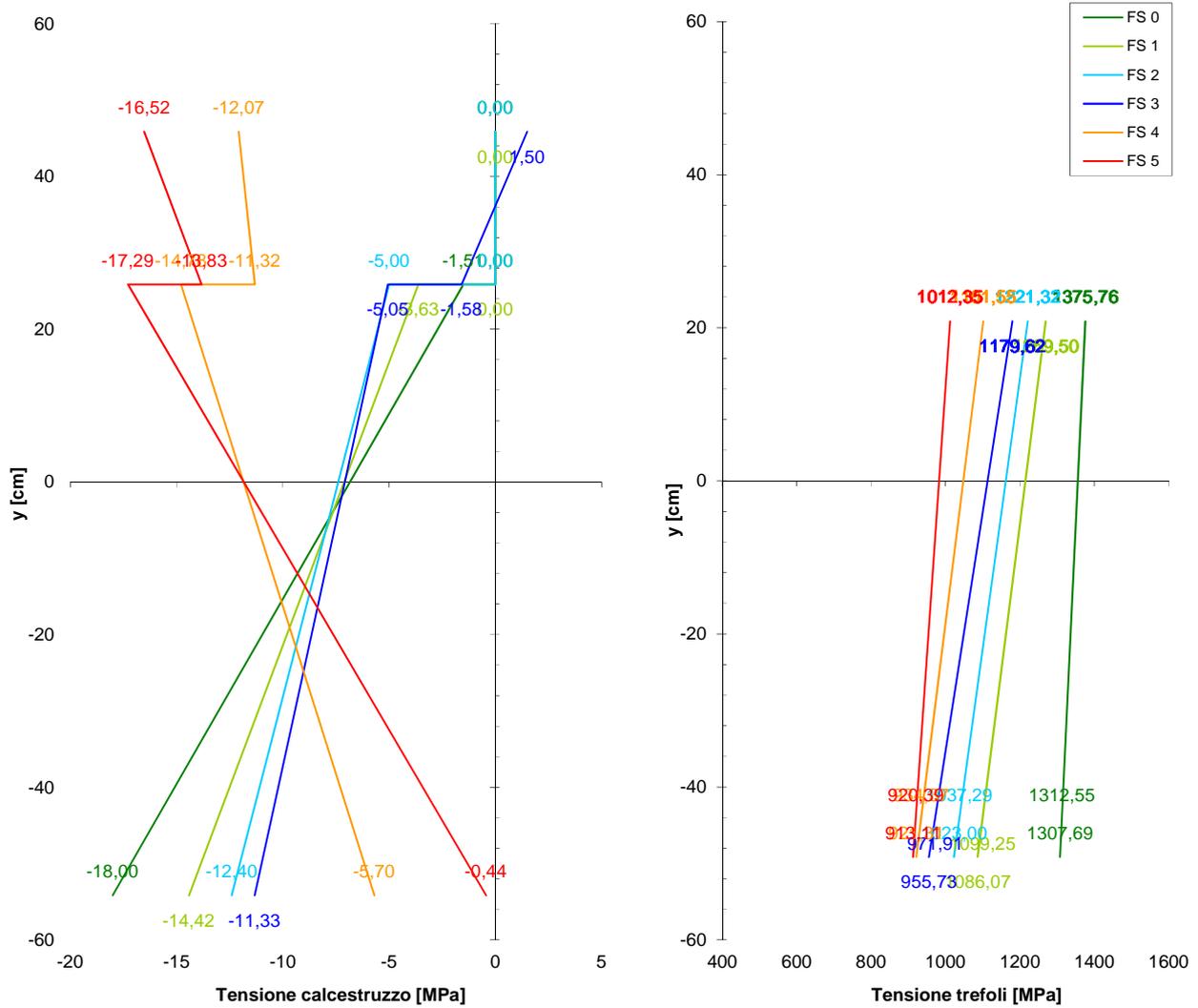
  

TRAVE PREFABBRICATA		SOLETTA		RILASSAMENTO ACCIAIO	
Ritiro $\varepsilon_{rit}$ [%]	Viscosità $\phi_{0,\rightarrow}$	Ritiro $\varepsilon_{rit}$ [%]	Viscosità $\phi_{0,\rightarrow}$	$\rho_{1000}$ [%]	
0,046%	2,20	0,037%	0,00	2,50	

Classe 2 - Trecce, filo o trefolo stabilizzato ▼

#### 7.4.4.1 Verifica Trave

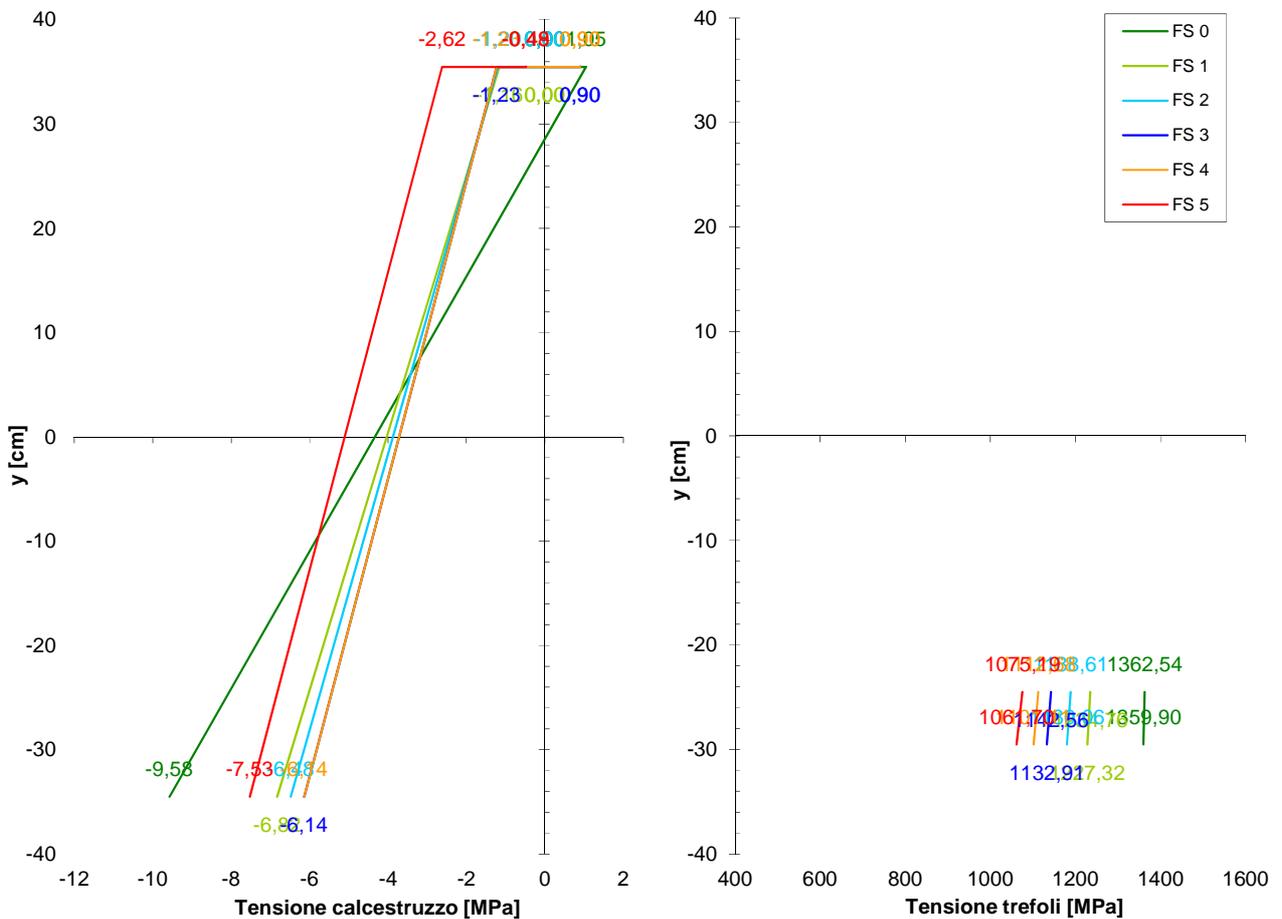
<b>CALCESTRUZZO TRAVE</b>				<b>ACCIAIO ARMATURA ATTIVA</b>			
$R_{ck}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$E_{ct}$ [MPa]	C45/55 ▼	$f_{ptk}$ [MPa]	$f_{p(0.1)k}$ [MPa]	$E_p$ [MPa]	Trefoli a fili sagomati ▼
55	45,65	36416		1860	1670	200000	
<b>CALCESTRUZZO SOLETTA</b>				<b>ACCIAIO ARMATURA LENTA</b>			
$R_{ck}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$E_{cs}$ [MPa]	C28/35 ▼	$f_{tk}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$E_s$ [MPa]	B450C ▼
35	29,05	32588		540	450	210000	
<b>SOLLECITAZIONI DI CALCOLO</b>							
L [m]	$M_{Gk1}$ [kNm]	$M_{Gk1s}$ [kNm]	$M_{Gk2}$ [kNm]	$M_{Gk1}$ [kNm]			
12,50	210,55	136,72	656,25	939,41			
<b>GEOMETRIA TRAVE</b>							
$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	$I_p$ [cm <sup>4</sup> ]	$y_{sp}$ [cm]	$y_{ip}$ [cm]	$W_{sp}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{ip}$ [cm <sup>3</sup> ]	$h_p$ [cm]	$G_{k1}$ [kN/m]
4313	4499537	44,81	35,19	100414	127864	80	10,78
<b>GEOMETRIA SOLETTA</b>				<b>RAPPORTO DI OMOGENIZZAZIONE</b>			
$b_s$ [cm]	$h$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$G_{k1s}$ [kN/m]	$n_s = E_{cs}/E_{ct}$	$n_p = E_p/E_{ct}$		
140	20	2800	7,00	0,895	5,492		
<b>CARATTERISTICHE MASCHERA TREFOLI</b>							
Fila	$n^p$	$A_{pi}$ [mm <sup>2</sup> ]	$y_{pi}$ [cm]		$\sigma_{spi,0}$ [Mpa]		
1	13	139	5,00	18,07	90,35	1400	
2	11	139	10,00	15,29	152,9	1400	
3	3	139	75,00	4,17	312,75	1400	
	27		$A_{pr}$ [cm <sup>2</sup> ]	37,53			
			$y_{pr}$ [cm]	14,81			



	e [cm]	FS 0 (MPa)	FS 1 (MPa)	FS 2 (MPa)	FS 3 (MPa)	FS 4 (MPa)	FS 5 (MPa)
Estr. soletta	45,86	0,00	0,00	0,00	1,50	-12,07	-16,52
Intr. soletta	25,86	0,00	0,00	0,00	-1,58	-11,32	-13,83
Estr. trave	25,86	-1,51	-3,63	-5,00	-5,05	-14,78	-17,29
Intr. trave	-54,14	-18,00	-14,42	-12,40	-11,33	-5,70	-0,44
				$\sigma_c$ [MPa] =	14,78	< 0,45*fck =	20,54 MPa
				$\sigma_c$ [MPa] =		17,29 < 0,6*fck =	27,39 MPa
	e [cm]	FS 0 (MPa)	FS 1 (MPa)	FS 2 (MPa)	FS 3 (MPa)	FS 4 (MPa)	FS 5 (MPa)
Estr. soletta	45,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Trefolo 1	-49,14	1307,69	1086,07	1023,00	955,73	921,31	913,11
Trefolo 2	-44,14	1312,55	1099,25	1037,29	971,91	934,37	920,39
Trefolo 3	20,86	1375,76	1269,50	1221,32	1179,62	1101,55	1012,35
		$\sigma_{spi}$ [MPa] =	1375,76 < 0,9*fp(0,1)k=1503 MPa		$\sigma_{sp}$ [MPa] =	1012,35 < 0,6*ftk=1116 MPa	

7.4.4.2 Verifica Puntone

<b>CALCESTRUZZO TRAVE</b>				<b>ACCIAIO ARMATURA ATTIVA</b>			
R <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>ck</sub> [MPa]	E <sub>ct</sub> [MPa]	C45/55	f <sub>ptk</sub> [MPa]	f <sub>p(d.1)k</sub> [MPa]	E <sub>p</sub> [MPa]	Trefoli a fili sagomati
55	45,65	36416		1860	1670	200000	
<b>CALCESTRUZZO SOLETTA</b>				<b>ACCIAIO ARMATURA LENTA</b>			
R <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>ck</sub> [MPa]	E <sub>cs</sub> [MPa]	C28/35	f <sub>yk</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]	E <sub>s</sub> [MPa]	B450C
35	29,05	32588		540	450	210000	
<b>SOLLECITAZIONI DI CALCOLO</b>							
L [m]	M <sub>Gk1</sub> [kNm]	M <sub>Gk1s</sub> [kNm]	M <sub>Gk2</sub> [kNm]	M <sub>Gk1</sub> [kNm]	N <sub>Gk1</sub> [kN]		
12,50	334,57	0,00	0,00	0,00	-966,11		
<b>GEOMETRIA TRAVE</b>							
A <sub>p</sub> [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>p</sub> [cm <sup>4</sup> ]	y <sub>sp</sub> [cm]	y <sub>ip</sub> [cm]	W <sub>sp</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>ip</sub> [cm <sup>3</sup> ]	h <sub>p</sub> [cm]	G <sub>k1</sub> [kN/m]
6852	5471596	35,00	35,00	156331	156331	70	17,13
<b>GEOMETRIA SOLETTA</b>				<b>RAPPORTO DI OMOGENIZZAZIONE</b>			
b <sub>s</sub> [cm]	h [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	G <sub>k1s</sub> [kN/m]	η <sub>s</sub> =E <sub>cs</sub> /E <sub>ct</sub>	η <sub>p</sub> =E <sub>p</sub> /E <sub>ct</sub>		
0	0	0	0,00	0,895	5,492		
<b>CARATTERISTICHE MASCHERA TREFOLI</b>							
Fila	n°	A <sub>pi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	y <sub>pi</sub> [cm]			σ <sub>spl,0</sub> [Mpa]	
1	11	139	5,00	15,29	76,45	1400	
2	5	139	10,00	6,95	69,5	1400	
	16	A <sub>pr</sub> [cm <sup>2</sup> ]		22,24			
		y <sub>pr</sub> [cm]		6,56			



	e [cm]	FS 0 (MPa)	FS 1 (MPa)	FS 2 (MPa)	FS 3 (MPa)	FS 4 (MPa)	FS 5 (MPa)	
Estr. soletta	35,51	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	-0,48	
Intr. soletta	35,50	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	-0,49	
Estr. trave	35,50	1,05	-1,16	-1,20	-1,23	-1,23	-2,62	
Intr. trave	-34,50	-9,58	-6,82	-6,48	-6,14	-6,14	-7,53	
					$\sigma_c$ [MPa] =	6,14	< 0,45*fck =	20,54 MPa
					$\bar{\sigma}_c$ [MPa] =		7,53 < 0,6*fck =	27,39 MPa
	e [cm]	FS 0 (MPa)	FS 1 (MPa)	FS 2 (MPa)	FS 3 (MPa)	FS 4 (MPa)	FS 5 (MPa)	
Estr. soletta	35,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Trefolo 1	-29,50	1359,90	1227,32	1180,06	1132,91	1101,11	1061,70	
Trefolo 2	-24,50	1362,54	1234,76	1188,61	1142,56	1112,68	1075,19	
		$\sigma_{spi}$ [MPa] = 1362,54 < 0,9*fp(0,1)k=1503 MPa				$\sigma_{sp}$ [MPa] = 1075,19 < 0,6*fptk=1116 MPa		

## 7.4.5 Verifiche strutturali diaframmi

### 7.4.5.1 Flessione SLU e SLE

<b>Nome sezione:</b>	DIAFRAMMI	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100,0	[cm]
Altezza	80,0	[cm]
<b>Caratteristiche geometriche</b>		
Area sezione	8000,00	[cmq]
Inerzia in direzione X	6666666,7	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	4266666,7	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0,0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50,00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 40,00	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	95,80	72,60	24	4,52
2	85,62	72,60	24	4,52
3	75,44	72,60	24	4,52
4	65,27	72,60	24	4,52
5	55,09	72,60	24	4,52
6	44,91	72,60	24	4,52
7	34,73	72,60	24	4,52
8	24,56	72,60	24	4,52
9	14,38	72,60	24	4,52
10	4,20	72,60	24	4,52
11	4,20	7,40	24	4,52
12	27,10	7,40	24	4,52
13	50,00	7,40	24	4,52
14	72,90	7,40	24	4,52
15	95,80	7,40	24	4,52

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	30,000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15,00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1,00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450,000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450,000	[MPa]
Modulo elastico E	205942,924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1,00	

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	189,4900	-492,5600	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLEQP
2	317,7700	135,7900	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLEQP
3	232,6300	-628,8000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLER
4	93,4900	332,4400	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLER
5	337,6000	-813,5000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	SI	NO
6	102,9800	500,6600	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	SI	NO

### Risultati analisi

#### Caratteristiche asse neutro

##### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 Xc posizione asse neutro espresso in [cm]  
 $\alpha$  inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]  
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	$\alpha$	(xi; yi)	(xf; yf)
1	26,10	0,00	(100,00; 26,10)	(0,00; 26,10)
2	33,91	0,00	(0,00; 46,09)	(100,00; 46,09)
3	26,00	0,00	(100,00; 26,00)	(0,00; 26,00)
4	17,63	0,00	(0,00; 62,37)	(100,00; 62,37)

#### Risultati tensionali

##### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 $\sigma_{c-max}$  Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]  
 $\sigma_{c-min}$  Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]  
 $\sigma_{f-max}$  Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]  
 $\sigma_{f-min}$  Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]  
 $\tau_c$  Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	$\sigma_{c-max}$	$\sigma_{c-min}$	$\tau_c$	$\sigma_{f-max}$	$\sigma_{f-min}$
1	5,586	0,000	0,000	60,031	-149,264
2	1,728	0,000	0,000	20,267	-29,584
3	7,122	0,000	0,000	76,422	-191,449
4	4,295	0,000	0,000	37,386	-200,840

#### Sollecitazioni ultime

##### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 N<sub>u</sub> Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 M<sub>xu</sub> Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 M<sub>yu</sub> Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

#### Combinazione n° 5

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
563,4813	0,0000	-1357,7964	1,67
<u>10292,5616</u>	0,0000	-813,5000	30,49
337,6000	0,0000	-1289,4551	1,59

#### Combinazione n° 6

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
133,7532	0,0000	650,2705	1,30
<u>13287,3625</u>	0,0000	500,6600	129,03
102,9800	0,0000	639,9507	1,28

#### 7.4.5.2 Taglio SLU

CALCOLO TAGLIO RESISTENTE (NTC 2008)										
DATI SEZIONE										
b <sub>w</sub> (m)	d (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	$\theta$ (°)	1 < cotg $\theta$ (°) < 2,5	f <sub>ctk</sub> (MPa)	f <sub>cd</sub> (MPa)	<input type="text" value="B450C"/>		
1,00	0,74	0,00	545,64	30,00		1,73	24,90	14,11		
VERIFICA SENZA ARMATURE TRASVERSALI										
A <sub>stl</sub> (cm <sup>2</sup> )	k	$\rho_l$ (%)	v <sub>min</sub> (MPa)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	$\alpha_c$	V <sub>Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	<input type="text" value="C25/30"/>		
45,22	1,520	0,61%	0,327	0,00	1,000	313,53	> 545,64	OCCORRE ARMAT. TRASV.		
VERIFICA CON ARMATURE TRASVERSALI										
s (m)	f <sub>ywd</sub> (MPa)	$\eta_b$	$\phi$ (mm)	A <sub>sw</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (°)	V <sub>Rsd</sub> (kN)	50% V <sub>Ed</sub> (kN)			
Staffe	0,10	391,30	1,60	12	1,81	90	816,81	> 272,82	OK	
Ferri piegati	-	313,04	0	12	0,00	45	0,00			
						V <sub>Rsd</sub> (kN)	816,81	V <sub>Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	
						V <sub>Rsd</sub> (kN)	2034,57	816,81	> 545,64	VERIFICA OK

## 7.4.6 Verifiche strutturali fondazione

### 7.4.6.1 Flessione SLU e SLE

<b>Nome sezione:</b>	FONDAZIONE	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100,0	[cm]
Altezza	80,0	[cm]

<b>Caratteristiche geometriche</b>		
Area sezione	8000,00	[cmq]
Inerzia in direzione X	6666666,7	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	4266666,7	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0,0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50,00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 40,00	[cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96,00	73,60	20	3,14
2	85,78	73,60	20	3,14
3	75,56	73,60	20	3,14
4	65,33	73,60	20	3,14
5	55,11	73,60	20	3,14
6	44,89	73,60	20	3,14
7	34,67	73,60	20	3,14
8	24,44	73,60	20	3,14
9	14,22	73,60	20	3,14
10	4,00	73,60	20	3,14
11	4,00	6,40	20	3,14
12	27,00	6,40	20	3,14
13	50,00	6,40	20	3,14
14	73,00	6,40	20	3,14
15	96,00	6,40	20	3,14

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	30,000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15,00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1,00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450,000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450,000	[MPa]
Modulo elastico E	205942,924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1,00	

#### Combinazioni

##### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	631,2200	-390,8700	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLEQP
2	633,7900	338,6100	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLEQP
3	681,8200	-610,0100	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLER
4	685,1000	363,8700	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLER
5	1073,1400	-905,7800	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	SI	NO
6	1077,6100	440,9400	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	SI	NO

## Risultati analisi

**Caratteristiche asse neutro**

*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione  
 Xc posizione asse neutro espresso in [cm]  
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]  
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
1	32,19	0,00	(100,00; 32,19)	(0,00; 32,19)
2	26,46	0,00	(0,00; 53,54)	(100,00; 53,54)
3	28,22	0,00	(100,00; 28,22)	(0,00; 28,22)
4	26,57	0,00	(0,00; 53,43)	(100,00; 53,43)

**Risultati tensionali**

*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione  
 σ<sub>c-max</sub> Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]  
 σ<sub>c-min</sub> Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]  
 σ<sub>f-max</sub> Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]  
 σ<sub>f-min</sub> Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]  
 τ<sub>c</sub> Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ <sub>c-max</sub>	σ <sub>c-min</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>f-max</sub>	σ <sub>f-min</sub>
1	5,295	0,000	0,000	63,632	-102,164
2	5,027	0,000	0,000	57,167	-134,299
3	8,161	0,000	0,000	94,650	-196,833
4	5,398	0,000	0,000	61,468	-143,327

**Sollecitazioni ultime**

*Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione  
 N<sub>u</sub> Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 M<sub>xu</sub> Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 M<sub>yu</sub> Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 5

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
1560,8061	0,0000	-1317,3929	1,45
<u>9385,9271</u>	0,0000	-905,7800	8,75
1073,1400	0,0000	<u>-1185,0621</u>	1,31

Combinazione n° 6

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
3670,2404	0,0000	1501,8010	3,41
<u>12405,8460</u>	0,0000	440,9400	11,51
1077,6100	0,0000	<u>796,5778</u>	1,81

7.4.6.2 Taglio SLU

CALCOLO TAGLIO RESISTENTE (NTC 2008)										
<b>DATI SEZIONE</b>										
b <sub>w</sub> (m)	d (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	θ (°)	1 < cotg θ (°) < 2,5	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>cd</sub> (MPa)	<input type="button" value="B450C"/>		
1,00	0,75	0,00	659,76	30,00		1,73	24,90	14,11		
<b>VERIFICA SENZA ARMATURE TRASVERSALI</b>										
A <sub>stl</sub> (cm <sup>2</sup> )	k	ρ <sub>l</sub> (%)	v <sub>min</sub> (MPa)	σ <sub>cp</sub> (MPa)	α <sub>c</sub>	V <sub>Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)			
31,40	1,516	0,42%	0,326	0,00	1,000	279,50	>	659,76	OCCORRE ARMAT. TRASV.	
<b>VERIFICA CON ARMATURE TRASVERSALI</b>										
s (m)	f <sub>ywd</sub> (MPa)	n <sub>b</sub>	φ (mm)	A <sub>sw</sub> (cm <sup>2</sup> )	α (°)	V <sub>Rsd</sub> (kN)	50% V <sub>Ed</sub> (kN)			
Staffe	0,15	391,30	3,00	12	3,39	90	1034,81	>	329,88 OK	
Ferri piegati	-	313,04	0	12	0,00	45	0,00			
						V <sub>Rsd</sub> (kN)	1034,81	V <sub>Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	
						V <sub>Rsd</sub> (kN)	2062,06	1034,81	>	659,76 VERIFICA OK

### 7.4.7 Verifiche strutturali controparete

#### 7.4.7.1 Flessione SLU e SLE

<b>Nome sezione:</b>	ELEV 50cm
Tipo sezione	Rettangolare
Base	100,0 [cm]
Altezza	50,0 [cm]

<b>Caratteristiche geometriche</b>	
Area sezione	5000,00 [cmq]
Inerzia in direzione X	4166666,7 [cm^4]
Inerzia in direzione Y	1041666,7 [cm^4]
Inerzia in direzione XY	0,0 [cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50,00 [cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 25,00 [cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	4,00	6,40	20	3,14
2	27,00	6,40	20	3,14
3	50,00	6,40	20	3,14
4	73,00	6,40	20	3,14
5	96,00	6,40	20	3,14
6	96,00	43,60	20	3,14
7	85,78	43,60	20	3,14
8	75,56	43,60	20	3,14
9	65,33	43,60	20	3,14
10	55,11	43,60	20	3,14
11	44,89	43,60	20	3,14
12	34,67	43,60	20	3,14
13	24,44	43,60	20	3,14
14	14,22	43,60	20	3,14
15	4,00	43,60	20	3,14
16	95,80	38,30	24	4,52
17	72,90	38,30	24	4,52
18	50,00	38,30	24	4,52
19	27,10	38,30	24	4,52
20	4,20	38,30	24	4,52

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	30,000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15,00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1,00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450,000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450,000	[MPa]
Modulo elastico E	205942,924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1,00	

#### Combinazioni

##### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	325,3700	-204,8000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLEQP
2	430,3800	-424,6100	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLER
3	583,3600	-595,0800	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	SI	NO

## Risultati analisi

### Caratteristiche asse neutro

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 Xc posizione asse neutro espresso in [cm]  
 $\alpha$  inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]  
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	$\alpha$	(xi; yi)	(xf; yf)
1	21,96	0,00	(100,00; 21,96)	(0,00; 21,96)
2	20,48	0,00	(100,00; 20,48)	(0,00; 20,48)

### Risultati tensionali

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 $\sigma_{c-max}$  Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]  
 $\sigma_{c-min}$  Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]  
 $\sigma_{f-max}$  Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]  
 $\sigma_{f-min}$  Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]  
 $\tau_c$  Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	$\sigma_{c-max}$	$\sigma_{c-min}$	$\tau_c$	$\sigma_{f-max}$	$\sigma_{f-min}$
1	5,934	0,000	0,000	63,072	-87,703
2	11,981	0,000	0,000	123,559	-202,811

### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 $N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{Xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{Yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

#### Combinazione n° 3

	$N_u$	$M_{Xu}$	$M_{Yu}$	FS
	828,7260	0,0000	-845,3755	1,42
	<u>4451,5791</u>	0,0000	-595,0800	7,63
	583,3600	0,0000	<u>-823,4538</u>	1,38

### 7.4.7.2 Taglio SLU

CALCOLO TAGLIO RESISTENTE (NTC 2008)									
DATI SEZIONE									
$b_w$ (m)	$d$ (m)	$N_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	$\theta$ (°)	$1 < \cotg \theta$ (°) < 2,5	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ctd}$ (MPa)	<input type="text" value="B450C"/>	
1,00	0,45	0,00	816,87	30,00	1,73	24,90	14,11		
VERIFICA SENZA ARMATURE TRASVERSALI									
$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	k	$\rho_l$ (%)	$v_{min}$ (MPa)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	$\alpha_c$	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)		
54,01	1,667	1,20%	0,376	0,00	1,000	261,84	> 816,87	OCCORRE ARMAT. TRASV.	
VERIFICA CON ARMATURE TRASVERSALI									
s (m)	$f_{ywd}$ (MPa)	$n_b$	$\phi$ (mm)	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (°)	$V_{Rsd}$ (kN)	50% $V_{Ed}$ (kN)		
Staffe	0,10	391,30	3,00	12	3,39	90	931,33	>	408,44 OK
Ferri piegati	-	313,04	0	12	0,00	45	0,00		
						$V_{Rsd}$ (kN)	931,33	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
						$V_{Rsd}$ (kN)	1237,24	931,33	> 816,87 VERIFICA OK

### 7.4.8 Verifiche strutturali elevazioni

#### 7.4.8.1 Flessione SLU e SLE

<b>Nome sezione:</b>	ELEV 130cm
Tipo sezione	Rettangolare
Base	100,0 [cm]
Altezza	130,0 [cm]

#### Caratteristiche geometriche

Area sezione	13000,00 [cmq]	
Inerzia in direzione X	10833333,3	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	18308333,3	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0,0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50,00 [cm]	
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 65,00 [cm]	

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96,00	123,60	20	3,14
2	73,00	123,60	20	3,14
3	50,00	123,60	20	3,14
4	27,00	123,60	20	3,14
5	4,00	123,60	20	3,14
6	4,00	6,40	20	3,14
7	27,00	6,40	20	3,14
8	50,00	6,40	20	3,14
9	73,00	6,40	20	3,14
10	96,00	6,40	20	3,14

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	30,000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15,00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1,00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450,000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450,000	[MPa]
Modulo elastico E	205942,924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1,00	

#### Combinazioni

##### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	378,1700	187,1800	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLEQP
2	490,8300	391,5000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	NO	SLER
3	688,6300	578,1000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	SI	NO

### Risultati analisi

#### Caratteristiche asse neutro

##### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
X <sub>c</sub>	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	$\alpha$	(xi; yi)	(xf; yf)
1	67,27	0,00	(0,00; 62,73)	(100,00; 62,73)
2	41,71	0,00	(0,00; 88,29)	(100,00; 88,29)

**Risultati tensionali**

*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
$\sigma_{c-max}$	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
$\sigma_{c-min}$	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
$\sigma_{f-max}$	Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
$\sigma_{f-min}$	Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
$\tau_c$	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	$\sigma_{c-max}$	$\sigma_{c-min}$	$\tau_c$	$\sigma_{f-max}$	$\sigma_{f-min}$
1	1,119	0,000	0,000	15,189	-14,058
2	2,693	0,000	0,000	34,201	-79,317

**Sollecitazioni ultime**

*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
$M_{Xu}$	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
$M_{Yu}$	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

**Combinazione n° 3**

$N_u$	$M_{Xu}$	$M_{Yu}$	FS
2520,4774	0,0000	2115,9229	3,66
18484,0206	0,0000	578,1000	26,84
688,6300	0,0000	1136,7884	1,97

7.4.8.2 Taglio SLU

CALCOLO TAGLIO RESISTENTE (NTC 2008)									
DATI SEZIONE									
$b_w$ (m)	$d$ (m)	$N_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	$\theta$ (°)	$1 < \cotg \theta < 2,5$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{td}$ (MPa)	<input type="button" value="B450C"/>	
1,00	1,25	0,00	234,91	30,00		1,73	24,90	14,11	
VERIFICA SENZA ARMATURE TRASVERSALI									
$A_{sj}$ (cm <sup>2</sup> )	k	$\rho_l$ (%)	$v_{min}$ (MPa)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	$\alpha_c$	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	<input type="button" value="C25/30"/>	
15,70	1,400	0,13%	0,289	0,00	1,000	361,63	>	234,91	VERIFICA OK



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

Fattori di correlazione  $\xi$  in funzione del numero di verticali d'indagine

Oltre ai coefficienti di sicurezza  $\gamma_R$  dei pali a elica continua, con numero di verticali di indagine pari a 1 si considera:

$$\xi_3 = 1.70$$

$$\xi_4 = 1.70$$

### 7.5.1.1 Calcolo della capacità portante di progetto

La resistenza di progetto di un palo soggetto a carichi assiali può essere espressa dalle seguenti relazioni:

$$R_{d,c} = R_{c,d} + R_{b,d} - W' = \frac{R_{c,cal}}{\xi \cdot \gamma_s} + \frac{R_{b,cal}}{\xi \cdot \gamma_b} - W' \quad \text{resistenza di progetto in compressione}$$

$$R_{d,c} = R_{c,t} + W' = \frac{R_{t,cal}}{\xi \cdot \gamma_t} + W' \quad \text{resistenza di progetto in trazione}$$

$R_{c,cal}$  resistenza di calcolo laterale a compressione

$R_{t,cal}$  resistenza di calcolo laterale a trazione

$R_{b,cal}$  resistenza di calcolo di base

$W'$  peso efficace del palo

### 7.5.1.2 Portata laterale

La portata laterale limite di calcolo  $R_{c,cal}$  viene valutata con la seguente relazione:

$$R_{c,cal} = R_{t,cal} = \pi \cdot D \cdot \sum_i \tau_{lim,i} \cdot h_i$$

$D$  diametro palo

$\tau_{lim,i}$  tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo

$h_i$  altezza dello strato i-esimo

### Resistenza da prove SPT

Per il calcolo della capacità portante dei pali, disponendo di prove penetrometriche statiche SPT, si può fare riferimento agli studi di Reese-Wright (1977) e quanto indicato nelle raccomandazioni Agi sui pali di fondazione.

Per i terreni coesivi secondo AGI (1984), si utilizza l'equazione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

$c_u$  resistenza al taglio non drenata (kPa)

$\alpha$  coefficiente riduttivo, assunto per pali trivellati:

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c_u \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 25 < c_u \leq 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 50 < c_u \leq 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } c_u > 75 \text{ kPa}$$

Per i terreni granulari secondo AGI (1984), l'attrito laterale è valutato mediante l'espressione:

$$\tau_{lim} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi) < f(N_{SPT})$$

$K$  rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo

$\sigma'_v$  pressione geostatica verticale efficace

$\phi$  angolo di resistenza al taglio del terreno naturale

$N_{SPT}$  numero di colpi/piede in prova SPT

$$f(N_{SPT}) = 3 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$= 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e  $\mu$  dell'eq. |4| per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di $\mu$
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 $\varphi'$ )
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg $\varphi'$
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg $\varphi'$

(\*) Decrescente con la profondità.

Valori dei coefficienti k e  $\mu$  secondo AGI

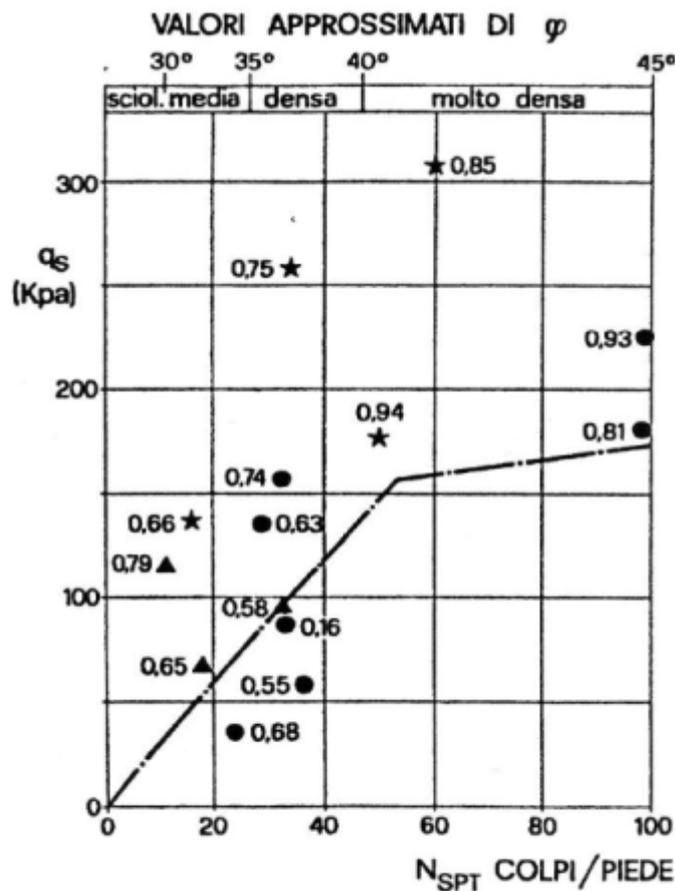


Fig. 7 - RESISTENZA LATERALE PER PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO (L < 25 m) IN TERRENI SABBIOSI (WRIGHT, 1977)

Valori limite di  $T_{LIM}$  con indagini SPT secondo AGI

Secondo le norme AGI si raccomanda comunque di limitare cautelativamente la  $T_{lim}$  a 150-200 kPa.

### 7.5.1.3 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite  $R_{b,cal}$  si impiegano le seguenti relazioni:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_{b,lim}$$

$A_b$  area della base del palo  
 $q_{b,lim}$  resistenza limite specifica di base

Resistenza da prove SPT

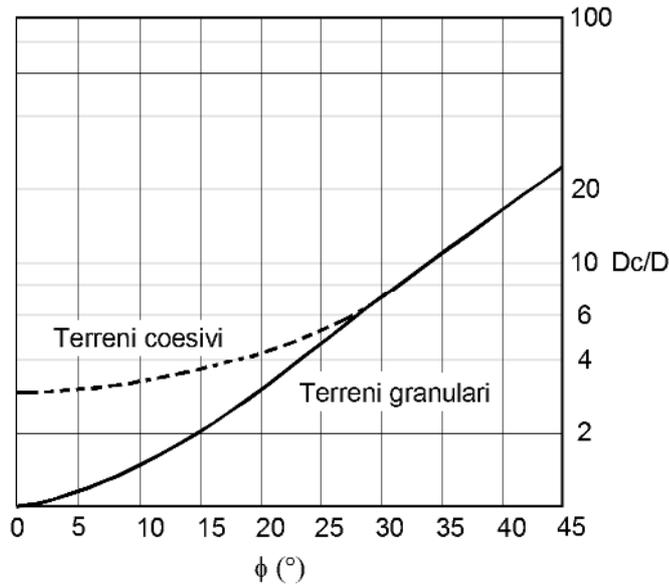
Per i terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni non drenate mediante l'equazione:

$$q_{b,lim} = \sigma_{v0} + 9 \cdot c_u$$

$c_u$  resistenza al taglio non drenata (kPa)

$\sigma_{v0}$  pressione verticale di base

I valori di  $q_b$  sono interamente mobilizzati ad una profondità critica  $z_c$  (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione  $z_c = m \cdot D$  con  $D$  pari al diametro del palo e  $m$  variabile tra 4 e 8.



Profondità critica  $z_c/D = f(D_r)$  secondo Meyerhof (1976)

Per i terreni granulari, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni drenate facendo riferimento non più alle condizioni di rottura, bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione.

Nel caso di pali di grande diametro soggetti ad azioni assiali, in accordo con la teoria di Berezantzev, le deformazioni plastiche alla punta (pari a circa 0.1 volte il diametro  $D$  del palo, stato limite ultimo di capacità portante) insorgono per pressioni di base pari a:

$$q_{b,lim} = N_q^* \cdot \sigma'_{v0}$$

$\sigma'_{v0}$  pressione verticale di base

$N_q^*$  coefficiente della pressione di base

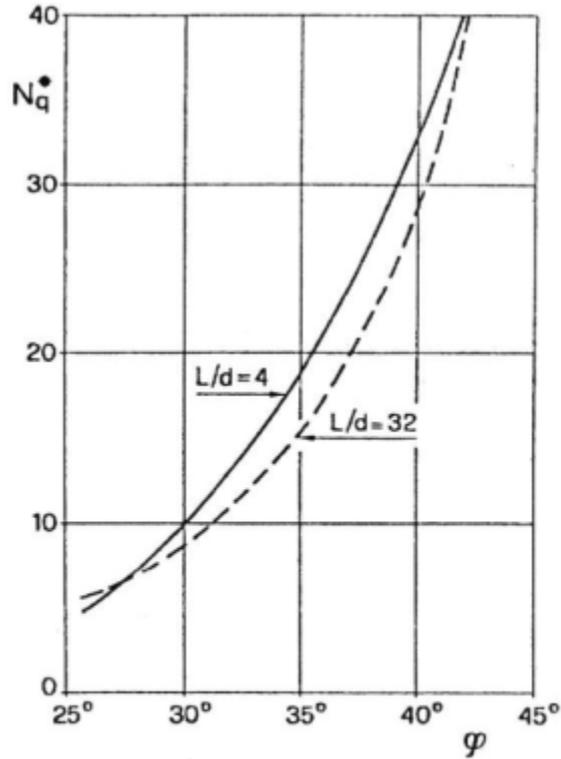


Fig. 5 - COEFFICIENTI  $N_q^*$  (BEREZANTZEV, 1965), CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Valori limite di  $N_q^*$  secondo AGI

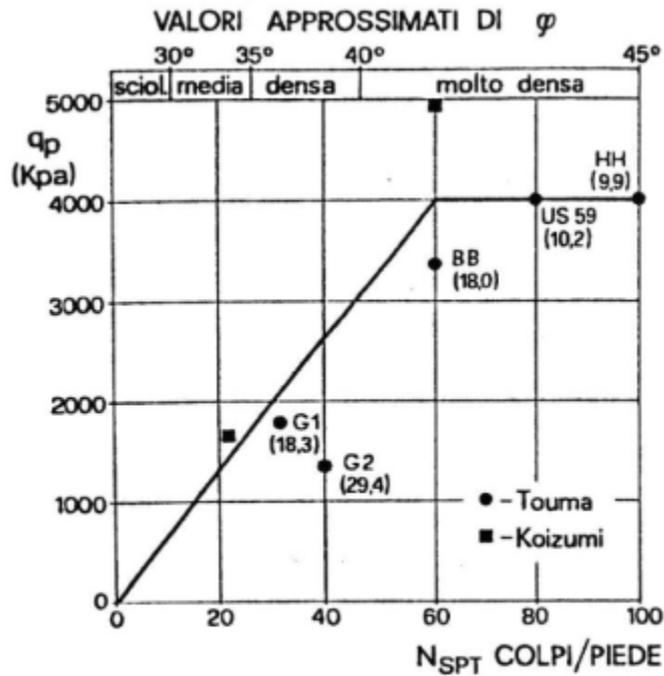


Fig. 6 - RESISTENZA ALLA PUNTA PER PALI TRIVELLATI IN SABBIE (REESE, 1978).

Valori limite di  $q_{b,lim}$  con indagini SPT secondo AGI



### 7.5.3 Verifica dei diaframmi

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE					
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO			
D =	m	$R_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	873,83 kN		$\xi_3 = 1,65$
L =	10,70 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	790,15 kN		$\xi_4 = 1,55$
$A_b =$	0,80 m <sup>2</sup>	$R_{b,cal,med} =$	1456,00 kN		
$S_{lat} =$	2,00 m	$R_{b,cal,min} =$	1067,20 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	509,78 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	126,00 kN	$R_{b,k} =$	688,52 kN
RESISTENZE DI PROGETTO					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b = 1,35$				
	$\gamma_s = 1,15$	$R_{Rd,c} =$	827,29 kN	>	$E_{Rd,c} = 667,94$ kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t = 1,25$	$R_{Rd,t} =$	533,82 kN	>	$E_{Rd,t} = 0,00$ kN OK VERIFICATO
- SLU SISM [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b = 1,35$				
	$\gamma_s = 1,15$	$R_{Rd,c} =$	827,29 kN	>	$E_{Rd,c} = 375,15$ kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t = 1,25$	$R_{Rd,t} =$	533,82 kN	>	$E_{Rd,t} = 50,69$ kN OK VERIFICATO

### 7.5.4 Tabelle di verifica

Terreno	Falda	Quota (m s.l.m.)	z terreno				R <sub>1,cal,med</sub>				R <sub>1,cal,min</sub>				N <sub>q,med</sub>	Q <sub>b,lim,med</sub> (kPa)	R <sub>0,cal,med</sub> (kN)	N <sub>q,min</sub>	Q <sub>b,lim,min</sub> (kPa)	R <sub>0,cal,min</sub> (kN)	W' (kN)			
			z palo (m)	da p.c. (m)	γ' (kN/m <sup>3</sup> )	σ' <sub>v0</sub>	φ <sub>med</sub> (°)	K	T <sub>lim,med</sub> (kPa)	N <sub>SPT,med</sub> (n° colpi)	T <sub>lim,med</sub> (kPa)	R <sub>c,cal,med</sub> (kN)	φ <sub>min</sub> (°)	T <sub>lim,min</sub> (kPa)								N <sub>SPT,min</sub> (n° colpi)	T <sub>lim,min</sub> (kPa)	R <sub>c,cal,min</sub> (kN)
G3	FALDA	-6,00	0,00	6,00		60,00																		
G3	FALDA		0,50	6,50	18,50	64,25	31,50	0,70	27,56	15	45,00	27,56	29,00	24,93	12	36,00	24,93	10,0	642,50	565,40	8,0	514,00	411,20	6,00
G3	FALDA		1,00	7,00	18,50	68,50	31,50	0,70	29,38	15	45,00	56,94	29,00	26,58	12	36,00	51,51	10,0	685,00	602,80	8,0	548,00	438,40	12,00
G3	FALDA		1,50	7,50	18,50	72,75	31,50	0,70	31,21	15	45,00	88,15	29,00	28,23	12	36,00	79,74	10,0	727,50	640,20	8,0	582,00	465,60	18,00
G3	FALDA		2,00	8,00	18,50	77,00	31,50	0,70	33,03	15	45,00	121,18	29,00	29,88	12	36,00	109,61	10,0	770,00	677,60	8,0	616,00	492,80	24,00
G3	FALDA		2,50	8,50	18,50	81,25	31,50	0,70	34,85	15	45,00	156,03	29,00	31,53	12	36,00	141,14	10,0	812,50	715,00	8,0	650,00	520,00	30,00
G3	FALDA		3,00	9,00	18,50	85,50	31,50	0,70	36,68	15	45,00	192,71	29,00	33,18	12	36,00	174,32	10,0	855,00	752,40	8,0	684,00	547,20	36,00
G3	FALDA		3,50	9,50	18,50	89,75	31,50	0,70	38,50	15	45,00	231,21	29,00	34,82	12	36,00	209,14	10,0	897,50	789,80	8,0	718,00	574,40	42,00
G3	FALDA	-10,00	4,00	10,00	18,50	94,00	31,50	0,70	40,32	15	45,00	271,53	29,00	36,47	12	36,00	245,14	10,0	940,00	827,20	8,0	752,00	601,60	48,00
S2	FALDA		4,50	10,50	19,00	98,50	32,00	0,60	36,93	20	60,00	308,46	30,00	34,12	15	45,00	279,26	11,0	1083,50	945,60	9,0	886,50	709,20	54,00
S2	FALDA		5,00	11,00	19,00	103,00	32,00	0,60	38,62	20	60,00	347,08	30,00	35,68	15	45,00	314,94	11,0	1133,00	988,80	9,0	927,00	741,60	60,00
S2	FALDA		5,50	11,50	19,00	107,50	32,00	0,60	40,30	20	60,00	387,38	30,00	37,24	15	45,00	352,18	11,0	1182,50	1032,00	9,0	967,50	774,00	66,00
S2	FALDA		6,00	12,00	19,00	112,00	32,00	0,60	41,99	20	60,00	429,37	30,00	38,80	15	45,00	390,98	11,0	1232,00	1075,20	9,0	1000,50	800,40	72,00
S2	FALDA		6,50	12,50	19,00	116,50	32,00	0,60	43,68	20	60,00	473,05	30,00	40,36	15	45,00	431,34	11,0	1281,50	1118,40	9,0	1000,50	800,40	78,00
S2	FALDA		7,00	13,00	19,00	121,00	32,00	0,60	45,37	20	60,00	518,42	30,00	41,92	15	45,00	473,25	11,0	1331,00	1161,60	9,0	1000,50	800,40	84,00
S2	FALDA		7,50	13,50	19,00	125,50	32,00	0,60	47,05	20	60,00	565,47	30,00	43,47	15	45,00	516,73	11,0	1384,00	1167,60	9,0	1000,50	800,40	90,00
S2	FALDA		8,00	14,00	19,00	130,00	32,00	0,60	48,74	20	60,00	614,21	30,00	45,03	15	45,00	561,73	11,0	1434,00	1171,20	9,0	1000,50	800,40	96,00
S2	FALDA		8,50	14,50	19,00	134,50	32,00	0,60	50,43	25	75,00	664,64	30,00	46,59	15	45,00	606,73	11,0	1479,50	1291,20	9,0	1000,50	800,40	102,00
S2	FALDA		9,00	15,00	19,00	139,00	32,00	0,60	52,11	25	75,00	716,75	30,00	48,15	15	45,00	651,73	11,0	1529,00	1334,40	9,0	1000,50	800,40	108,00
S2	FALDA		9,50	15,50	19,00	143,50	32,00	0,60	53,80	25	75,00	770,55	30,00	49,71	15	45,00	696,73	11,0	1578,50	1377,60	9,0	1000,50	800,40	114,00
S2	FALDA		10,00	16,00	19,00	148,00	32,00	0,55	50,86	25	75,00	821,42	30,00	47,00	15	45,00	741,73	11,0	1628,00	1420,80	9,0	1000,50	800,40	120,00
S2	FALDA		10,50	16,50	19,00	152,50	32,00	0,55	52,41	25	75,00	873,83	30,00	48,43	20	60,00	790,15	11,0	1667,50	1456,00	9,0	1334,00	1067,20	126,00
S2	FALDA		11,00	17,00	19,00	157,00	32,00	0,55	53,96	25	75,00	927,79	30,00	49,85	20	60,00	840,01	11,0	1667,50	1459,60	9,0	1334,00	1067,20	132,00
S2	FALDA		11,50	17,50	19,00	161,50	32,00	0,55	55,50	25	75,00	983,29	30,00	51,28	20	60,00	891,29	11,0	1667,50	1463,20	9,0	1334,00	1067,20	138,00
S2	FALDA		12,00	18,00	19,00	166,00	32,00	0,55	57,05	25	75,00	1040,34	30,00	52,71	20	60,00	944,00	11,0	1667,50	1466,80	9,0	1334,00	1067,20	144,00
S2	FALDA		12,50	18,50	19,00	170,50	32,00	0,55	58,60	25	75,00	1098,94	30,00	54,14	20	60,00	998,14	11,0	1667,50	1470,40	9,0	1334,00	1067,20	150,00
S2	FALDA		13,00	19,00	19,00	175,00	32,00	0,55	60,14	25	75,00	1159,08	30,00	55,57	20	60,00	1053,71	11,0	1667,50	1474,00	9,0	1334,00	1067,20	156,00
S2	FALDA		13,50	19,50	19,00	179,50	32,00	0,55	61,69	25	75,00	1220,77	30,00	57,00	20	60,00	1110,71	11,0	1667,50	1477,60	9,0	1334,00	1067,20	162,00
S2	FALDA		14,00	20,00	19,00	184,00	32,00	0,55	63,24	25	75,00	1284,01	30,00	58,43	20	60,00	1169,14	11,0	1667,50	1481,20	9,0	1334,00	1067,20	168,00
S2	FALDA		14,50	20,50	19,00	188,50	32,00	0,55	64,78	25	75,00	1348,79	30,00	59,86	20	60,00	1229,00	11,0	1667,50	1484,80	9,0	1334,00	1067,20	174,00
S2	FALDA		15,00	21,00	19,00	193,00	32,00	0,55	66,33	25	75,00	1415,12	30,00	61,29	20	60,00	1289,00	11,0	1667,50	1488,40	9,0	1334,00	1067,20	180,00
S2	FALDA		15,50	21,50	19,00	197,50	32,00	0,50	61,71	25	75,00	1476,83	30,00	57,01	20	60,00	1346,01	11,0	1667,50	1492,00	9,0	1334,00	1067,20	186,00
S2	FALDA		16,00	22,00	19,00	202,00	32,00	0,50	63,11	25	75,00	1539,94	30,00	58,31	20	60,00	1404,32	11,0	1667,50	1495,60	9,0	1334,00	1067,20	192,00
S2	FALDA		16,50	22,50	19,00	206,50	32,00	0,50	64,52	25	75,00	1604,46	30,00	59,61	20	60,00	1463,93	11,0	1667,50	1499,20	9,0	1334,00	1067,20	198,00
S2	FALDA		17,00	23,00	19,00	211,00	32,00	0,50	65,92	25	75,00	1670,38	30,00	60,91	20	60,00	1523,93	11,0	1667,50	1502,80	9,0	1334,00	1067,20	204,00
S2	FALDA		17,50	23,50	19,00	215,50	32,00	0,50	67,33	25	75,00	1737,71	30,00	62,21	20	60,00	1583,93	11,0	1667,50	1506,40	9,0	1334,00	1067,20	210,00
S2	FALDA		18,00	24,00	19,00	220,00	32,00	0,50	68,74	25	75,00	1806,45	30,00	63,51	20	60,00	1643,93	11,0	1667,50	1510,00	9,0	1334,00	1067,20	216,00
S2	FALDA		18,50	24,50	19,00	224,50	32,00	0,50	70,14	25	75,00	1876,59	30,00	64,81	20	60,00	1703,93	11,0	1667,50	1513,60	9,0	1334,00	1067,20	222,00
S2	FALDA		19,00	25,00	19,00	229,00	32,00	0,50	71,55	25	75,00	1948,13	30,00	66,11	20	60,00	1763,93	11,0	1667,50	1517,20	9,0	1334,00	1067,20	228,00
S2	FALDA		19,50	25,50	19,00	233,50	32,00	0,50	72,95	25	75,00	2021,09	30,00	67,41	20	60,00	1823,93	11,0	1667,50	1520,80	9,0	1334,00	1067,20	234,00
S2	FALDA		20,00	26,00	19,00	238,00	32,00	0,50	74,36	25	75,00	2095,45	30,00	68,70	20	60,00	1883,93	11,0	1667,50	1524,40	9,0	1334,00	1067,20	240,00
S2	FALDA		20,50	26,50	19,00	242,50	32,00	0,50	75,77	25	75,00	2170,45	30,00	70,00	20	60,00	1943,93	11,0	1667,50	1528,00	9,0	1334,00	1067,20	246,00
S2	FALDA		21,00	27,00	19,00	247,00	32,00	0,45	69,45	25	75,00	2239,90	30,00	64,17	20	60,00	2003,93	11,0	1667,50	1531,60	9,0	1334,00	1067,20	252,00
S2	FALDA		21,50	27,50	19,00	251,50	32,00	0,45	70,72	25	75,00	2310,62	30,00	65,34	20	60,00	2063,93	11,0	1667,50	1535,20	9,0	1334,00	1067,20	258,00
S2	FALDA		22,00	28,00	19,00	256,00	32,00	0,45	71,98	25	75,00	2382,61	30,00	66,51	20	60,00	2123,93	11,0	1667,50	1538,80	9,0	1334,00	1067,20	264,00
S2	FALDA		22,50	28,50	19,00	260,50	32,00	0,45	73,25	25	75,00	2455,86	30,00	67,68	20	60,00	2183,93	11,0	1667,50	1542,40	9,0	1334,00	1067,20	270,00
S2	FALDA		23,00	29,00	19,00	265,00	32,00	0,45	74,52	25	75,00	2530,37	30,00	68,85	20	60,00	2243,93	11,0	1667,50	1546,00	9,0	1334,00	1067,20	276,00
S2	FALDA		23,50	29,50	19,00	269,50	32,00	0,45	75,78	25	75,00	2605,37	30,00	70,02	20	60,00	2303,93	11,0	1667,50	1549,60	9,0	1334,00	1067,20	282,00
S2	FALDA		24,00	30,00	19,00	274,00	32,00	0,45	77,05	25	75,00	2680,37	30,00	71,19	20	60,00	2363,93	11,0	1667,50	1553,20	9,0	1334,00	1067,20	288,00
S2	FALDA		24,50	30,50	1																			

## 7.6 Verifiche idrauliche

### 7.6.1 Verifica al sollevamento

Alla luce delle NTC 2008 occorre verificare che il terreno posto a fondo scavo sia stabile nei confronti del sollevamento per la sottospinta della falda.

La verifica risulta superata se il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia superiore alle azioni stabilizzanti e alle resistenze:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$G_{inst,d}$

$Q_{inst,d}$

$G_{stb,d}$

$R_d$

azione instabilizzante di progetto  
 azioni permanenti instabilizzanti di progetto  
 azioni variabili instabilizzanti di progetto  
 azioni stabilizzanti di progetto  
 resistenze di progetto

Per le verifiche di stabilità al sollevamento si adottano i coefficienti parziali sulle azioni indicati nella tabella seguente, combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

Con riferimento allo schema seguente, nel caso in oggetto si ha:

$$FS = G_{stb,d} / V_{inst,d} \geq 1$$

Fattore sicurezza al sollevamento

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} = 1.1 \cdot H_w \cdot \gamma_w$$

$$G_{stb,d} = 0.9 \cdot H_T \cdot \gamma_T + 0.9 \cdot H_{JG} \cdot \gamma_{JG}$$

$H_T$

Spessore del terreno imbarcato

$H_{JG}$

Spessore del tappo jet-grouting

$H_w$

Altezza sottospinta idraulica

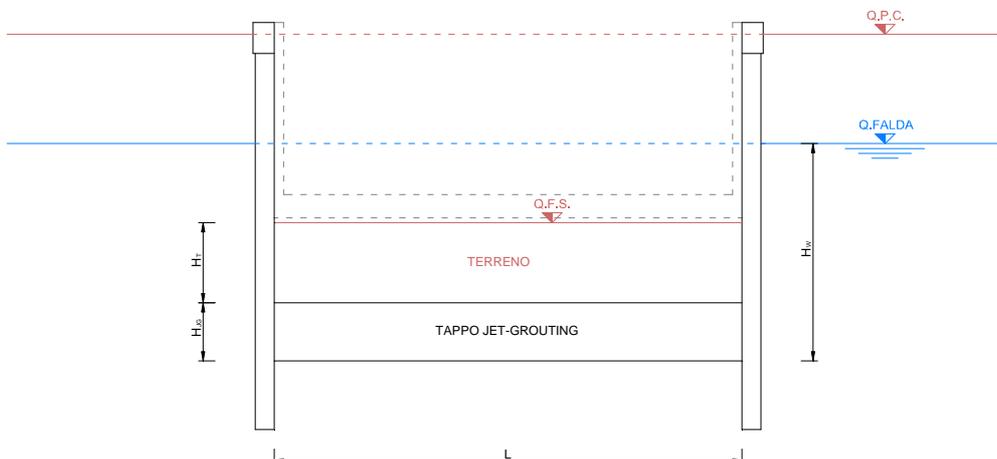
$\gamma_T$

Peso specifico terreno saturo

$\gamma_{JG}$

Peso specifico tappo jet-grouting

$R_d = 0$  (si trascura l'attrito tra le pareti)



Schema di calcolo per la verifica a galleggiamento in fase provvisoria

VERIFICA A GALLEGGIAMENTO (NTC2008)							
		$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{JG}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_W$ (kN/m <sup>3</sup> )			
		18,50	22,00	10,00			
Concio	Sezione	$H_T$ (m)	$H_{JG}$ (m)	$H_w$ (m)	$G_{stb,d}$ (kN)	$V_{inst,d}$ (kN)	FS > 1
1	449	2,50	2,50	7,90	91,13	86,90	1,049 OK VERIFICATO
	450	2,50	2,50	7,90	91,13	86,90	1,049 OK VERIFICATO
2	451	3,00	2,50	8,40	99,45	92,40	1,076 OK VERIFICATO
3	452	3,00	2,50	8,40	99,45	92,40	1,076 OK VERIFICATO
	453	3,00	2,50	8,40	99,45	92,40	1,076 OK VERIFICATO