

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA  
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

Tombino scatolare IN01\_G - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

IF1W 00 D 29 CL IN01G0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>[Signature]</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>[Signature]</i>	09.2018	D. Aprea <i>[Signature]</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro  
Dott. Ing. Fabrizio Arduini  
n. 15402/15404

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	2 di 50

**INDICE**

1.	PREMESSA .....	4
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	5
2.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
3.1	CEMENTO ARMATO .....	6
3.1.1	<i>Calcestruzzo strutturale C32/40</i> .....	6
3.1.2	<i>Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i> .....	7
3.1.3	<i>Copriferro</i> .....	8
3.1.4	<i>Prove sui materiali</i> .....	8
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	9
5.	CRITERI PROGETTUALI .....	12
5.1	VITA NOMINALE .....	12
5.2	CLASSE D'USO .....	12
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	12
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	13
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI ( $G_1$ ) .....	13
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ( $G_2$ ) .....	13
6.2.1	<i>Spinta del terreno</i> .....	13
6.3	CARICHI ACCIDENTALI ( $Q_k$ ) .....	14
6.3.1	<i>Sovraccarico accidentale mobile</i> .....	14
6.3.2	<i>Spinta sui piedritti SPACC</i> .....	16
6.3.3	<i>Accelerazione o frenata</i> .....	17

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	3 di 50

6.4	VARIAZIONE TERMICA .....	17
6.5	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO .....	17
6.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	18
6.6.1	<i>Azione sismica di progetto</i> .....	18
6.6.2	<i>Sovrappinta sismica</i> .....	21
7.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	23
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	29
8.1	MODELLO DI CALCOLO .....	29
8.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA .....	30
9.	RISULTATI DELLE ANALISI .....	32
10.	VERIFICHE STR.....	41
10.2	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE .....	41
10.3	VERIFICHE A TAGLIO.....	42
10.4	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	43
11.	VERIFICHE GEO .....	45
12.	INCIDENZA ARMATURE.....	50

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	4 di 50

## 1. PREMESSA

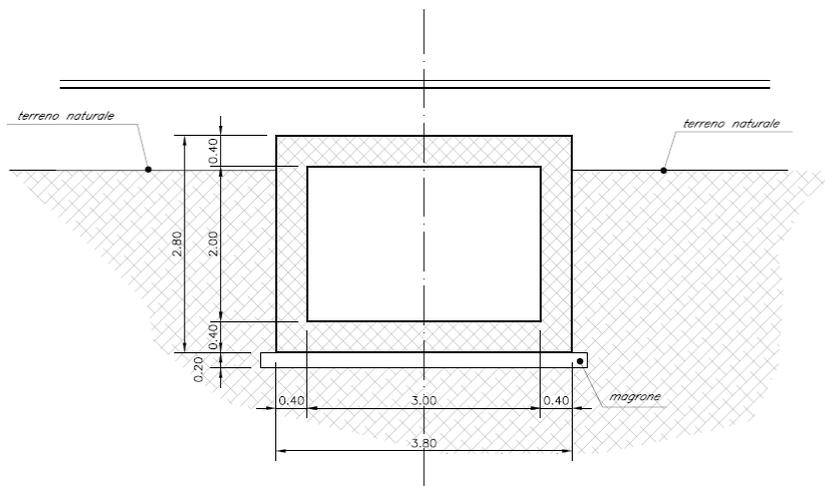
Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Bovino - Orsara oggetto della Progettazione Definitiva in esame.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche dei tombini stradali scatolari tipo IN01 di dimensioni 3mx2m, derivanti dallo studio delle portate ad essi afferenti. In particolare vengono presi in esame i manufatti IN01\_A e IN01\_G, di uguali dimensioni. Le verifiche vengono effettuate sul tombino IN01\_G, che presenta il maggiore ricoprimento, e situato al km 29+465 della viabilità esistente della tratta in oggetto. Il tombino è largo 3m ed ha un'altezza netta di 2m. I piedritti e la soletta di fondazione hanno spessore pari a 0.40m, così come la soletta di copertura. Il tombino ha una lunghezza totale di 17m ed un ricoprimento di 0,80m, misurato all'estradosso della copertura.

Tabella 1-1 Caratteristiche manufatto

TOMBINO SCATOLARE STRADALE									
WBS	Pk	Sezione	DIM	Hingresso	Huscita	Ltot	Imed	Prot	Ricoprimento
			[m x m]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m]	[m/m]	[m.s.l.m.]	[m]
IN01 G	Viab. Esistente (29+465.88)	Scatolare	3.00X2.00	225,09	225,00	17,0	0,005	228,35	0,80

Figura 1-1 – Sezione tombino scatolare stradale IN01 G



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>TITOLO ELABORATO</b>	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN01G0 001	REV. A	FOGLIO 5 di 50

## 2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documenti referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [7] REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea

### 2.2 Documenti correlati

- Rif. [8] IF1W00D29BBIN01G0001A Tombino scatolare IN01\_G - Carpenterie e particolari costruttivi
- Rif. [9] IF1W03D11GEOC0000001-BO\_Bovino
- Rif. [10] 180705\_BO 01 Profilo geotecnico tratta allo scoperto Tav. 1 di 2

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Cemento armato

##### 3.1.1 Calcestruzzo strutturale C32/40

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato:

$R_{ck}$	40	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{ck}$	32	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{cm}$	41	(N/mm <sup>2</sup> )
$\alpha_{cc}$	0,85	(-)
$\gamma_c$	1,5	(-)
$f_{cd}$	18,13	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{ctm}$	3,08	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{ctk}$	2,16	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{ctd}$	1,44	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{cfm}$	3,70	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{cfk}$	2,59	
$E_c$	33593	(N/mm <sup>2</sup> )

dove:

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$  = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$  (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

$\alpha_{cc}$  = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli:  $\alpha_{cc}$  (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$ ; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%:

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$  [per classi ≤ C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a trazione

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	7 di 50

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$  Resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$  Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$$

Classe di esposizione: XC2

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

### 3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

$f_{tk}$	540	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{yk}$	450	(N/mm <sup>2</sup> )
$\gamma_s$	1,15	(-)
$f_{yd}$	391,3	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{bk}$	4,36	(N/mm <sup>2</sup> )
$f_{bd}$	2,90	(N/mm <sup>2</sup> )
Es	210000	(N/mm <sup>2</sup> )

dove:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 =$  Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 =$  Resistenza caratteristica a snervamento

$\gamma_s = 1.15 =$  Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	8 di 50

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

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo}$$

$\eta = 1.0$  – per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm;

$\gamma_c = 1.5$  – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 = \text{Modulo Elastico}$

### 3.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

Cmin	Co	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

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Strutture scatolari interrato	Aggressivo	25	10	35

In definitiva si prescrive che il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

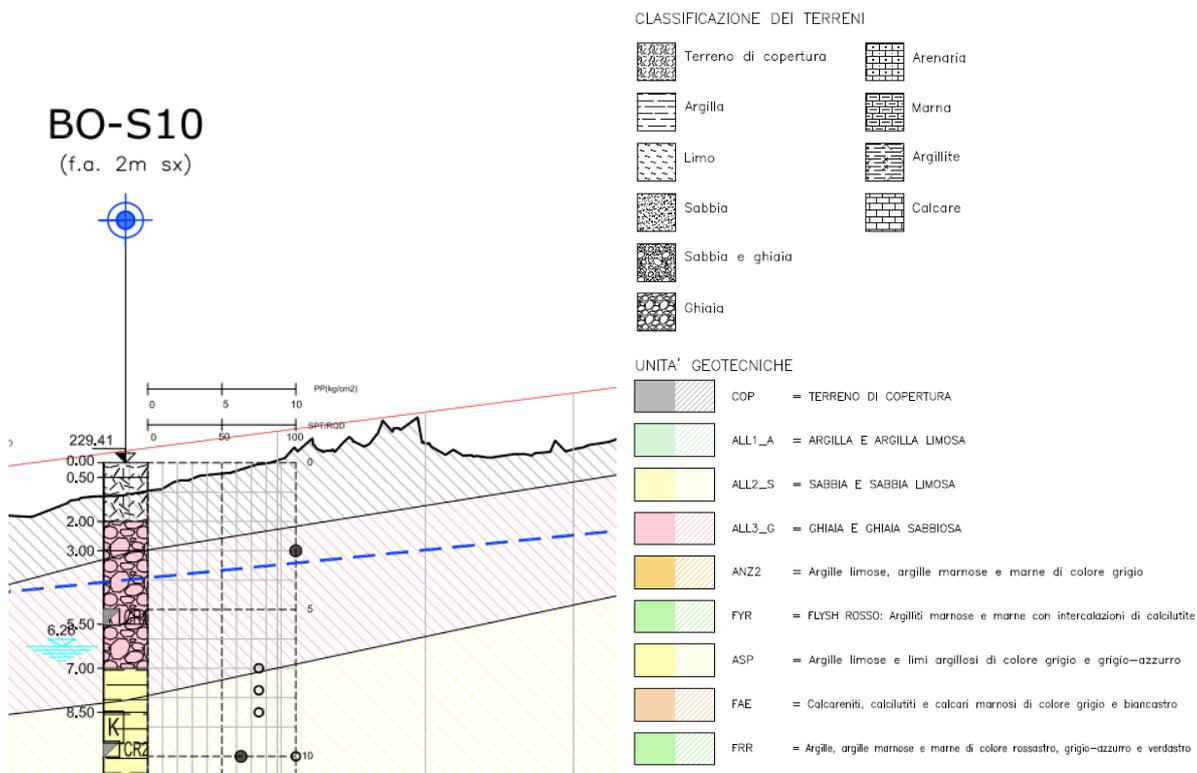
### 3.1.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la scheda geotecnica del tombino oggetto della presente relazione di calcolo, situato al km 29+465. Il sondaggio di riferimento è il BO S10 di cui ai Rif. [9] e Rif. [10]. Si riporta di seguito uno stralcio di quest'ultimo elaborato.

Figura 4-1 – Stralcio profilo geotecnico tratta di riferimento



Dal sondaggio di riferimento e dalle misure piezometriche (§ 4.1 Rif. [9]), si ricava la seguente stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-1 Stratigrafia e falda di riferimento

Strato	Profondità Da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	2.0	Terreno di copertura
2	2.0	6.6	Depositi alluvionali (ALL3_G)
3	6.6	>30	Argille (ASP)
<b>Profondità della falda: 6,00 m da p.c.</b>			

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	10 di 50

L'imposta fondazione si attesta ad una profondità di 3,60m dalla quota di progetto che, nel punto d'interesse è pari a 228,35 m (vedi Tabella 1-1).

Tale profondità è stata ricavata considerando che l'imposta fondazione si trova ad una profondità dalla quota di progetto pari alla somma del ricoprimento più l'altezza lorda del tombino:

$$H = 0,80 + 2 \cdot 0,4 + 2 = 3,60 \text{ m}$$

Considerando che sul punto di ubicazione del manufatto, il tratto in rilevato presenta grosso modo la stessa quota terreno, si conclude che l'imposta fondazione è situata sullo strato di depositi alluvionali ALL3\_G al disopra della quota di falda, individuata a 6m circa dal piano campagna.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici per la stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-2 Parametri geotecnici caratteristici dei terreni della tratta Bovino (valore medio indicato tra parentesi quadre [ ])

	Terreno di Copertura	ALL3_G	ASP	SID
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.0÷18.6 [18.3]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]	19.0÷20.5 [19.0]
IP [%]	18÷40 [21]	-	20÷45 [30]	45÷97 [60]
$c_u$ [kPa]	75÷250 [130]	-	z≤20m 130÷300 [180] z>20m 200÷300 [250]	230÷500 [280]
$\phi'$ [°]	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]	26
$c'$ [kPa]	10	0.0	20÷40 [26]	58
$E_w/C_u$	403	-	228	268
$E_0$ [MPa]	40÷340 [85]	145÷846 [367]	z≤15m 266÷1258 [367] z>15m 453÷1258 [689]	314÷1112 [423]
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	29÷169 [73]	z≤15m 53÷251 [73] z>15m 90÷251 [137]	62÷222 [84]
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	14÷84 [36]	z≤15m 26÷125 [36] z>15m 45÷125 [68]	31÷111 [42]
$c_c$ [-]	dato non disponibile	-	$7.5 \cdot 10^{-2}$	$7.8 \cdot 10^{-2}$
$c_r$ [-]	dato non disponibile	-	$1.3 \cdot 10^{-2}$	$1.3 \cdot 10^{-2}$
$c_{\alpha}$	dato non disponibile	-	$2.6 \cdot 10^{-3}$	$2.7 \cdot 10^{-3}$
$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$2.0 \cdot 10^{-7}$ ÷ $4.0 \cdot 10^{-7}$ [ $2.5 \cdot 10^{-7}$ ]	-	$5.0 \cdot 10^{-8}$ ÷ $5.0 \cdot 10^{-7}$ [ $1.0 \cdot 10^{-7}$ ]	$1.5 \cdot 10^{-8}$ ÷ $1.3 \cdot 10^{-7}$ [ $1.0 \cdot 10^{-7}$ ]
$e_0$ [-]	0.77÷0.87 [0.8]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]	0.50÷0.80 [0.57]
OCR [-]	2÷10 [4]	-	1÷13 [7]	4÷13 [6]
$\nu'$ [-]	0.3	0.3	0.3	0.3
$k$ [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$4.0 \cdot 10^{-5}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-5}$ [ $2.4 \cdot 10^{-5}$ ]	$3.0 \cdot 10^{-10}$ ÷ $1.0 \cdot 10^{-6}$ [ $7.0 \cdot 10^{-9}$ ]	$8.0 \cdot 10^{-11}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-10}$ [ $1.0 \cdot 10^{-10}$ ]
Caratterizzazione dinamica	-	-	$\alpha = 7.42$ $\beta = 0.68$ $\lambda = -2.417$ $D_{max} = 0.3058$	

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	11 di 50

I parametri verranno utilizzati per la caratterizzazione dell'interazione terreno-struttura, ricavando la costante di sottofondo alla Winkler da utilizzare nella modellazione del suolo sotto la fondazione del manufatto (vedi § 8.2).

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 36^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $c_u = 0 \text{ kPa}$  ( $z < 5\text{m}$ )
- $E_0 = 367 \text{ MPa}$

Per quanto concerne il terreno di ricoprimento e ai lati dello scatolare, si fa riferimento ai parametri caratteristici dei rilevati stradali, qui di seguito riportati, che verranno utilizzati per il calcolo dei carichi di progetto:

- $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

## 5. CRITERI PROGETTUALI

### 5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2 - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

### 5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a: 1.50.

### 5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento VR ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu.

Pertanto  $VR = 75 \times 1.5 = 112.5$  anni

## 6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo la normativa di riferimento e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

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

Il peso proprio dello scatolare viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, una volta definite le geometrie e le proprietà dei materiali. Le geometrie del manufatto sono di seguito riportate:

- Spessore soletta di fondazione: 0,40 m;
- Spessore piedritti: 0,40 m;
- Spessore soletta di copertura: 0,40 m;
- Larghezza netta: 3,00 m;
- Altezza netta: 2,00 m.

### 6.2 Carichi permanenti non strutturali (G<sub>2</sub>)

#### 6.2.1 Spinta del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sul manufatto in condizioni statiche, in aggiunta al peso del terreno stesso, si considera il seguente carico:

- Ballast:  $0.12 \text{ m} \times 22.00 \text{ kN/m}^3 = 2,64 \text{ kN/m}^2$

Le spinte del terreno di rinfilanco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	14 di 50

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

**Spinta del terreno (Condizioni SPTSX e SPTDX)**

Coeff. Spinta a riposo	$K_0$	$1 - \tan(35^\circ) =$	<b>0,426</b>	
Pressione alla quota di estradosso sol. sup.	$p_1$	$\gamma \cdot z_1 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	<b>7,61</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione in asse sol. sup.	$p_2$	$\gamma \cdot z_2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	<b>9.23</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione in asse sol. inf.	$p_3$	$\gamma \cdot z_3 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	<b>28.67</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	$p_4$	$\gamma \cdot z_4 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	<b>30.29</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(p_1+p_2)/2 \cdot sp/2 =$	<b>1,68</b>	<b>kN/m</b>
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(p_3+p_4)/2 \cdot sp/2 =$	<b>5,90</b>	<b>kN/m</b>

dove:

Ricoprimento ( $z_1$ )	0,80 m
$z_2 = z_1 + sp/2$	1,00 m
$z_3 = z_2 + h + sp$	3,40 m
$z_4 = z_3 + sp/2$	3,60 m

Sui piedritti è stato quindi applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semispessore delle solette superiore e inferiore, rispettivamente pari a F1 e F2.

### 6.3 Carichi accidentali ( $Q_k$ )

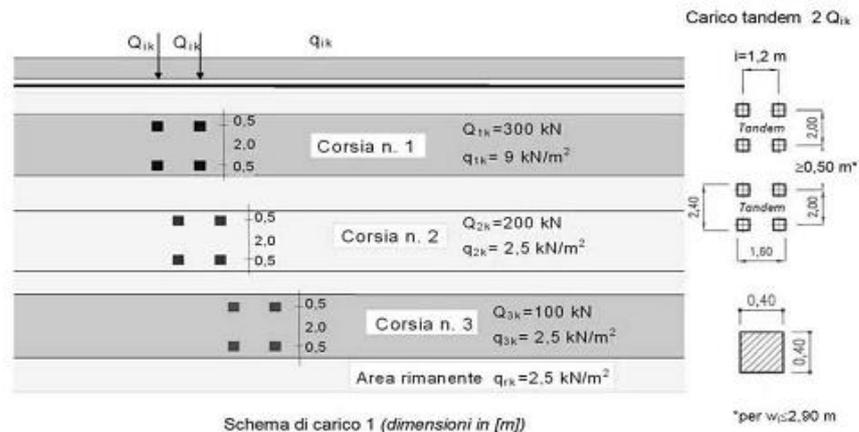
#### 6.3.1 Sovraccarico accidentale mobile

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico di seguito riportato, in conformità alla normativa di riferimento NTC2018 Rif. [1]:

#### SCHEMA DI CARICO 1:

Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. È costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti, come mostrato in Figura 6-1.

Figura 6-1 – Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



I carichi vengono applicati su corsie di carico di larghezza 3m, secondo le seguenti colonne di carico:

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  e un carico uniformemente distribuito  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$  su una larghezza convenzionale di 3,00m;
- seconda colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  e  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- terza colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  e  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a  $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

La dimensione delle impronte dei carichi tandem e la loro posizione relativa è riportata nella sottostante figura. I valori dei carichi stradali forniti sono già comprensivi degli incrementi di natura dinamica.

In relazione alle dimensioni della carreggiata, sono state considerate n.2 “corsie convenzionali” di larghezza 3,00m più una fascia parte rimanente di larghezza pari rispettivamente a 2,0m.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta.

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	16 di 50

Determinazione della larghezza di diffusione dei carichi mobili:

$$h_{\text{Ballast}} = 0,12 \text{ m}$$

$$h_{\text{soletta}} = 0,40 \text{ m}$$

$$h_{\text{ricoprimento}} = 0,80 \text{ m}$$

Secondo quanto riportato al § C5.1.3.3.7.1 della circolare 02.02.2009 n.617 Rif. [2], si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga  $a=3,0$  m e lunga  $b=2,20$  m. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di  $30^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Calcolo area di diffusione dei carichi:

$$a_1 = 3,00 + 2 \cdot (0,12 + 0,8 + 0,40/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 4,29 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,20 + 2 \cdot (0,12 + 0,8 + 0,40/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 3,49 \text{ m}$$

Il carico distribuito equivalente totale dato dai carichi mobili sarà quindi la somma delle seguenti componenti:

$$Q_{1k,eq} = 600 / (a_1 \cdot b_1) = 40,01 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{acc,m} = \mathbf{49,01 \text{ kN/m}^2}$$

### 6.3.2 Spinta sui piedritti SPACC

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto, per massimizzare lo sbilanciamento, sia su entrambi i piedritti.

### Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

$$p = 0,426 \cdot Q_{acc,m} / (a_1 \cdot b_1) = \mathbf{20,90 \text{ kN/m}^2}$$

### 6.3.3 Accelerazione o frenata

La forza di frenamento/accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

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

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata, pari a:

$$L = 3 + 2 \cdot sp = 3,8 \text{ m. Si ha quindi:}$$

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 3,8 = 370,26 \text{ kN}$$

La forza calcolata è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza complessiva dello scatolare e include gli effetti di interazione:

$$Q_3 = q_3 / (w_1 \cdot L) = 370,26 / (3 \cdot 3,8) = \mathbf{32,48 \text{ kN/m}^2}$$

Avendo trascurato, conservativamente, la larghezza di diffusione del carico dovuta all'approfondimento dello scatolare.

### 6.4 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata al traverso è pari a:

$$\Delta T = \pm 15^\circ \text{C}$$

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume  $\alpha = 10 \text{ E-6}$ .

### 6.5 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a  $14,5^\circ$  ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg. Di seguito i calcoli eseguiti.

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	18 di 50

$f_{ck} =$	32 Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>
$UR =$	75 %	<i>Umidità Relativa</i>
$\varepsilon_{co} =$	-0,304 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento</i>
$A_c =$	0,4 m <sup>2</sup>	<i>Area della Sezione in Conglomerato</i>
$u =$	3 m	<i>Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria</i>
$h_0 =$	267 mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto <math>2A_c/u</math></i>
$k_h =$	0,783	
$\varepsilon_{cd,\infty} =$	-0,238 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{ca,\infty} =$	-0,055 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{cs} =$	-0,293 ‰	<i>Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)</i>
$\phi(t_\infty, t_0) =$	2	<i>Coefficiente di Viscosità a <math>t = \infty</math></i>
$\alpha =$	1,00E-06 °C <sup>-1</sup>	
$\Delta T_{eq} =$	-29,30 °C	
$\Delta T_{eq}(t_\infty) =$	<b>15,37 °C</b>	

## 6.6 Valutazione dell'azione sismica

Per definire l'azione sismica di riferimento si devono operare alcune scelte in termini di "vita nominale" e "classi d'uso" dell'opera legati al livello prestazionale atteso.

### 6.6.1 Azione sismica di progetto

L'opera in oggetto viene progettata per una vita nominale  $V_N = 75$  anni ed una classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ .

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 1068 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

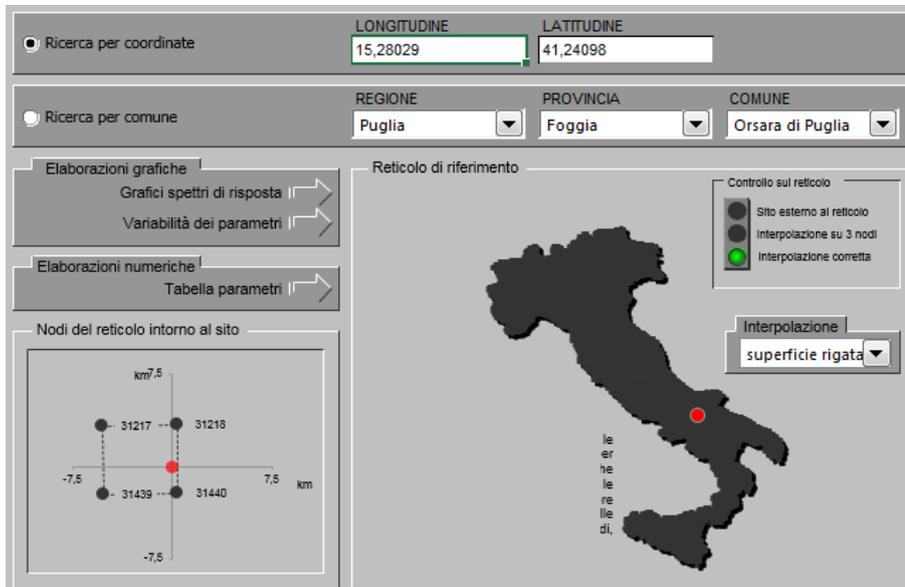
**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	19 di 50

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua il punto intermedio della tratta in oggetto:

Longitudine: 15,28029°

Latitudine: 41,24098°



The screenshot shows a software interface with the following elements:

- Search by coordinates:** Radio button selected. Longitude: 15,28029; Latitude: 41,24098.
- Search by commune:** Radio button unselected. Region: Puglia; Province: Foggia; Commune: Orsara di Puglia.
- Elaborazioni grafiche:** Buttons for 'Grafici spettri di risposta' and 'Variabilità dei parametri'.
- Elaborazioni numeriche:** Button for 'Tabella parametri'.
- Nodi del reticolo intorno al sito:** A small grid diagram with nodes labeled 31217, 31218, 31439, and 31440, with dimensions of 7.5 km.
- Reticolo di riferimento:** A map of Italy with a red dot on the southern coast. A legend indicates 'Sito esterno al reticolo' (grey dot), 'Interpolazione su 3 nodi' (black dot), and 'Interpolazione corretta' (green dot).
- Interpolazione:** A dropdown menu set to 'superficie rigata'.

- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$ , 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.

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.272 g
$F_o$	2.436
$T_C$	0.431 s
$S_S$	1.302
$C_C$	1.387
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.302
$\eta$	1.000
$T_B$	0.199 s
$T_C$	0.597 s
$T_D$	2.688 s

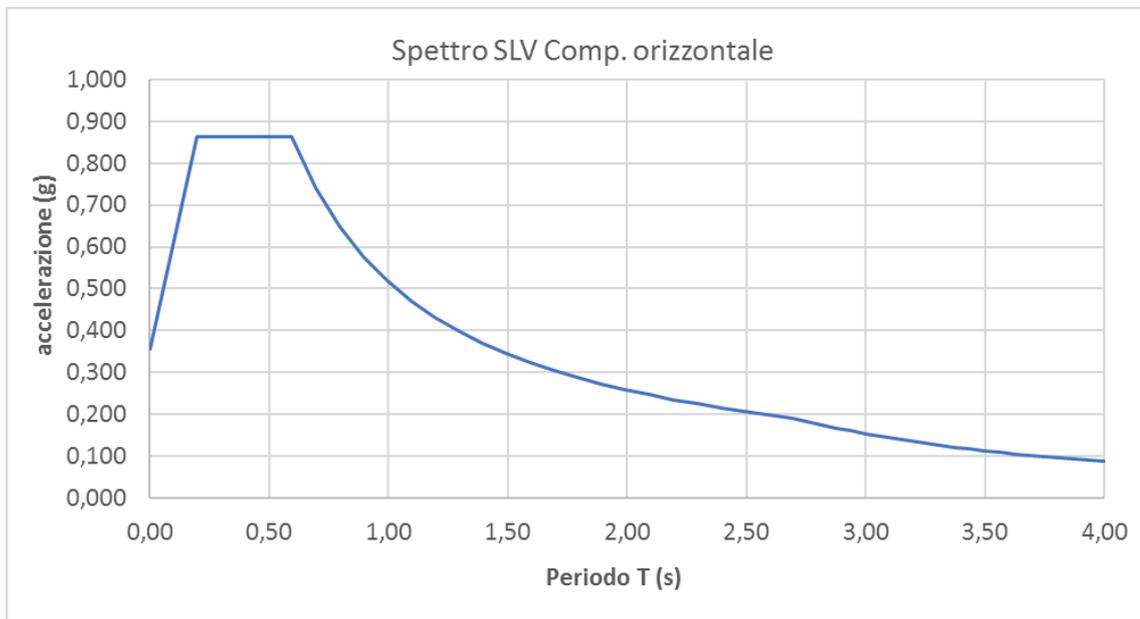
Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta quanto segue.

Tabella 6-1 Azione sismica di riferimento

Accelerazione di riferimento $a_g/g$	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa in sito $a_{g_{max}}/g$
0.272	C	T1	75	III	0.354

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura  $q=1$  poiché si impiegheranno le azioni sismiche per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio.

Si riporta di seguito il grafico dello spettro SLV in componente orizzontale.



I dati così ottenuti sono stati richiamati nel programma di calcolo per effettuare un'analisi pseudo-statica lineare.

### 6.6.2 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di **Wood**, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad H/2.

$$\Delta P_d = a_{\max} (\%g) \gamma H^2$$

Nelle analisi sismiche si assume il carico di progetto relativo allo schema considerato e calcolato al § 6.3.1.

Non si considerano azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera il carico **accidentale mobile** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

Di seguito si riporta il procedimento completo per la valutazione delle azioni sismiche.

Stato limite	Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	$V_N$	75	anni
Classe d'uso		III	
Coefficiente $C_U$	$C_U$	1.5	
Periodo di riferimento	$V_R$	112.5	anni

TITOLO ELABORATO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	22 di 50
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$					0,272
Amplificazione spettrale	$F_o$					2,436
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E				C
Coeff. amplificazione stratigrafica	$S_s$					1,302
Coeff. amplificazione topografica	$S_t$					1,000
Coefficiente S	$S$	$S_s \cdot S_t$				1,302
accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g$	$a_g/g \cdot S$				0,354
Fattore di struttura	$q$					1.00
Coeff. sismico orizzontale	$k_h$	$a_{max}/g$				0,354
Coeff. sismico verticale	$k_v$	$\pm 0.5 \cdot k_h$				0,177
Carico accidentale gravante sulla cop.	$Q_v$	(§ 6.3.1)				49,01 kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	$FH_s$	$k_h \cdot (sp \cdot 25 + (Yz1+pv) + 0.2 \cdot Q_v / (L+sp)) / 1.00$				<b>10,88 kN/m<sup>2</sup></b>
Forza orizz. sui piedritti	$FH_p$	$k_h \cdot (sp \cdot 25) / 1.00$				<b>3,54 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Sisma verticale (Condizione SISMAV)</b>						
Forza vert. sulla sol. di cop.	$FV_s$	$k_v \cdot (sp \cdot 25 + (Yz1+pv) + 0.2 \cdot Q_v / (L+sp)) / 1.00$				<b>5,44 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSPDX)</b>						
Risultante della spinta sismica	$\Delta S_E$	$k_h \cdot \gamma \cdot (H_{int} + sp_s + sp_f)^2$				52,75 kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_E$	$\Delta S_E / H = 46.2 / 2.60$				<b>21,98 kN/m<sup>2</sup></b>

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	23 di 50

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi da traffico vanno combinati con le altre azioni, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

Tabella 7-1 Valutazione dei carichi da traffico

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

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle tabelle seguenti.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IF1W 00 D 29 CL IN01G0 001 A 25 di 50

Tabella 7-2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 7-3 Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	26 di 50

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tabella 7-4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_\phi$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_u$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R$	1,00	1,80	2,30

Si ottengono le combinazioni riportate nella successiva tabella.

Tabella 7-5 Combinazioni di carico

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	$\Delta T$	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_1	1,35	1,35	1,35	0	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_2	1,35	1,35	0	1,35	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_3	1,35	1,35	1,35	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_4	1,35	1,35	0	1,35	0	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_5	1,35	1,35	1,35	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_6	1,35	1,35	0	1,35	0	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_7	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_8	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_9	1,35	1,35	1,35	0	0	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0
SLU_10	1,35	1,35	0	1,35	0	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0

TITOLO ELABORATO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IF1W 00 D 29 CL IN01G0 001 A 27 di 50

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_11	1,35	1,35	1,35	0	0	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_12	1,35	1,35	0	1,35	0	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_13	1,35	1,35	1,35	0	0	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_14	1,35	1,35	0	1,35	0	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_15	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_16	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_17	1,35	1,35	1,01	0	1,125	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_18	1,35	1,35	0	1,01	1,125	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_19	1,35	1,35	1,01	0	1,125	1,5	0	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_20	1,35	1,35	0	1,01	1,125	1,5	0	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_21	1,35	1,35	1,01	0	1,125	1,5	0	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_22	1,35	1,35	0	1,01	1,125	1,5	0	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_23	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_24	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_25	1,35	1,35	1,01	0	1,125	-1,5	1,2	1	1	0	0	0	0	0
SLU_26	1,35	1,35	0	1,01	1,125	-1,5	1,2	1	1	0	0	0	0	0
SLU_27	1,35	1,35	1,01	0	1,125	-1,5	1,2	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_28	1,35	1,35	0	1,01	1,125	-1,5	1,2	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_29	1,35	1,35	1,01	0	1,125	-1,5	1,2	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_30	1,35	1,35	0	1,01	1,125	-1,5	1,2	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_31	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,2	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_32	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,2	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_33	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_34	1,35	1,35	0	1,35	1,5	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_35	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_36	1,35	1,35	0	1,35	1,5	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_37	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_38	1,35	1,35	0	1,35	1,5	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_39	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0
SLU_40	1,35	1,35	0	1,35	1,5	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0
SLU_41	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_42	1,35	1,35	0	1,35	1,5	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_43	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_44	1,35	1,35	0	1,35	1,5	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLE_1	1	1	1	0	0,75	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_2	1	1	0	1	0,75	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_3	1	1	1	0	0,75	0,6	0	1	1	1	1	0	0	0
SLE_4	1	1	0	1	0,75	0,6	0	1	1	1	1	0	0	0
SLE_5	1	1	1	0	0,75	0,6	0	0,6	1	0	1	0	0	0
SLE_6	1	1	0	1	0,75	0,6	0	0,6	1	0	1	0	0	0

TITOLO ELABORATO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IF1W 00 D 29 CL IN01G0 001 A 28 di 50

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLE_7	1	1	1	0	0,75	-0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_8	1	1	0	1	0,75	-0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_9	1	1	1	0	0,75	-0,6	0,6	1	1	1	1	0	0	0
SLE_10	1	1	0	1	0,75	-0,6	0,6	1	1	1	1	0	0	0
SLE_11	1	1	1	0	0,75	-0,6	0,6	0,6	1	0	1	0	0	0
SLE_12	1	1	0	1	0,75	-0,6	0,6	0,6	1	0	1	0	0	0
SLE_13	1	1	0,75	0	0,75	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_14	1	1	0	0,75	0,75	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_15	1	1	0,75	0	0,75	1	0	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_16	1	1	0	0,75	0,75	1	0	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_17	1	1	0,75	0	0,75	1	0	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SLE_18	1	1	0	0,75	0,75	1	0	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SLE_19	1	1	0,75	0	0,75	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_20	1	1	0	0,75	0,75	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_21	1	1	0,75	0	0,75	-1	1	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_22	1	1	0	0,75	0,75	-1	1	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_23	1	1	0,75	0	0,75	-1	1	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SLE_24	1	1	0	0,75	0,75	-1	1	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3

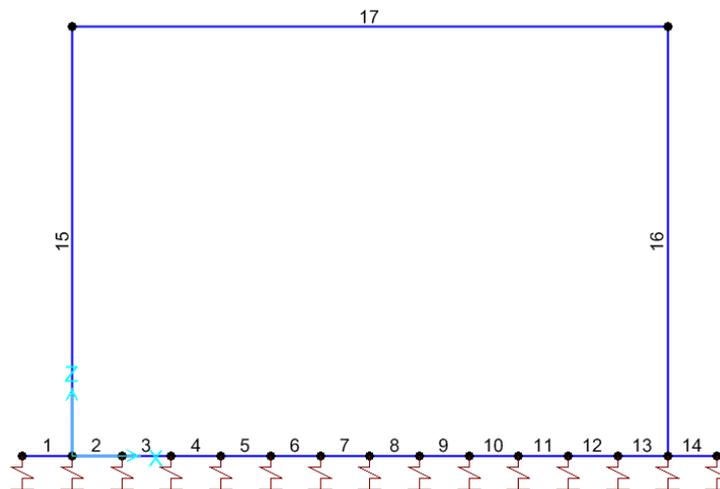
## 8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 8.1 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. I componenti del manufatto sono stati modellati con elementi 1D "frame" di sezione rettangolare 100x60cm. Di seguito uno schema del modello di calcolo.

Figura 8-1 – Modello di calcolo



Nomenclatura elementi frame:

- ID 1÷14: Soletta di fondazione
- ID 15: Piedritto sx
- ID 16: Piedritto dx
- ID 17: Soletta di copertura

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	30 di 50

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

L'applicazione dei carichi di progetto è stata eseguita inserendo forze distribuite o concentrate sugli elementi frame del modello di calcolo.

## 8.2 Modellazione dell'interazione suolo-struttura

Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite **molle alla Winkler**.

La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate in direzione verticale, l'interazione terreno-struttura.

Il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato tramite la seguente espressione:

$$K_W = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

nella quale  $c_t$  (coefficiente di forma) è calcolato considerando un rapporto  $L/B < 10$ . Di seguito vengono esplicitati i calcoli per la determinazione della costante di sottofondo.

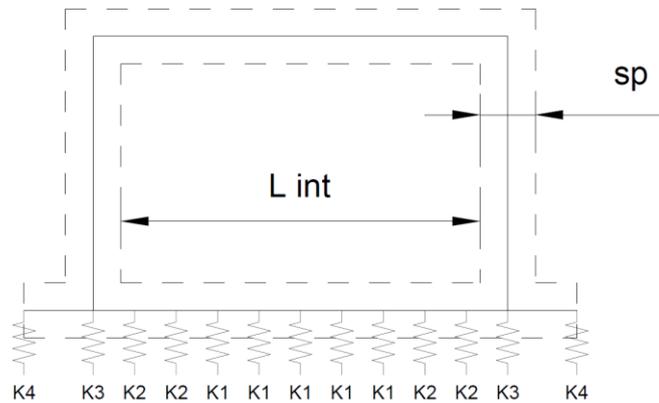
$E_0$	Modulo elastico a piccole deformazioni	367 Mpa
$E$	Modulo elastico fondazioni ( $E_0/5$ )	73,4 MPa
$\nu$	Coefficiente di Poisson	0,3
$B$	Larghezza fondazione	3,8 m
$L$	Lunghezza fondazione ( $L > B$ )	17 m
$c_t$	$0,853 + 0,534 \ln(L/B)$	1,65 ( $L/B < 10$ )

**Kw** 12840,6 kN/m<sup>3</sup>

Il valore della costante di sottofondo viene ripartito sulle molle inserite nel modello di calcolo.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	31 di 50



Sono stati quindi considerati i seguenti valori:

Molle centrali:

$$K1 = K_w \cdot i = 3638,17$$

$$\text{essendo: } i = (sp/2 + L \text{ int} + sp/2) / 12 = 0,283\text{m}$$

Molle intermedie:

$$K2 = 1,5 \cdot K1 = 5457,25$$

Molle d'angolo:

$$K3 = 2 \cdot K_w \cdot (i/2 + sp/2) = 8774,41$$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	32 di 50

## 9. RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica e tabellare per le combinazioni ENVE\_SLU e ENVE\_SISMA, rispettivamente involuppi delle combinazioni statiche e sismiche. In forma tabellare verranno riportati altresì gli spostamenti e le sollecitazioni necessari per le verifiche agli SLE.

Figura 9-1 – Sforzi assiali ENVE\_SLU

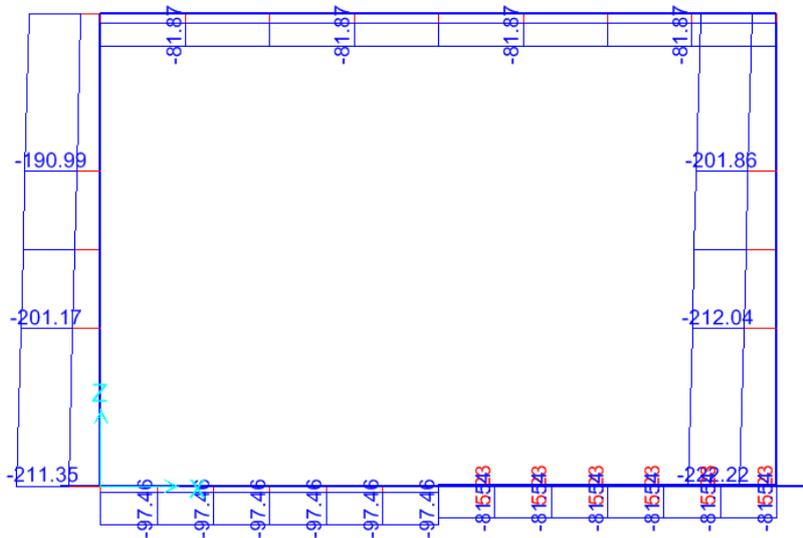
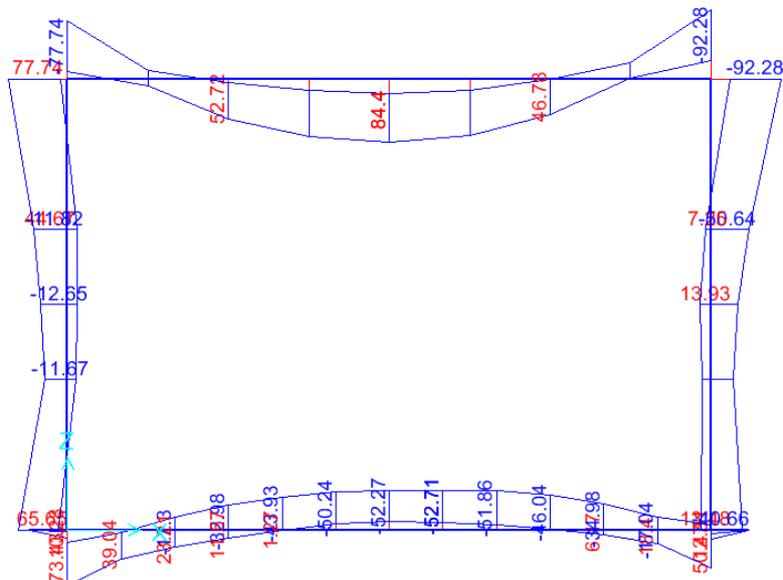


Figura 9-2 – Momenti flettenti ENVE\_SLU



TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	33 di 50

Figura 9-3 – Sforzi di taglio ENVE\_SLU

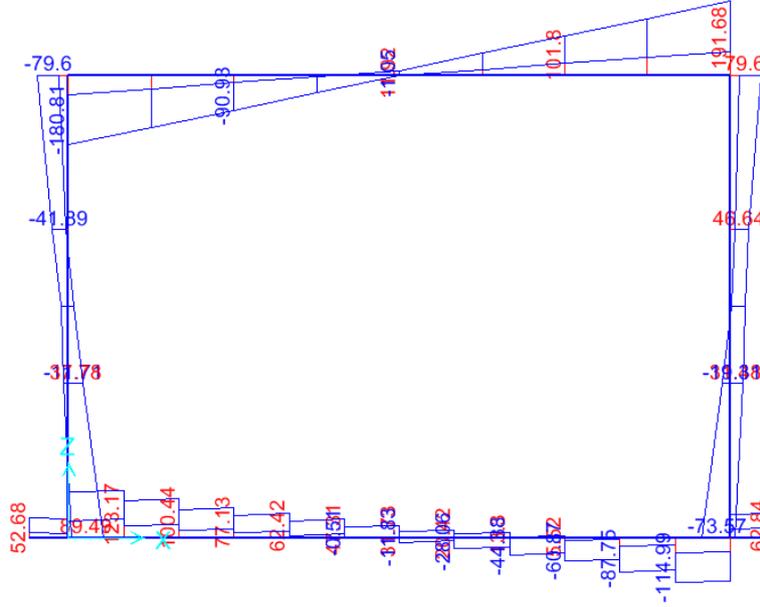
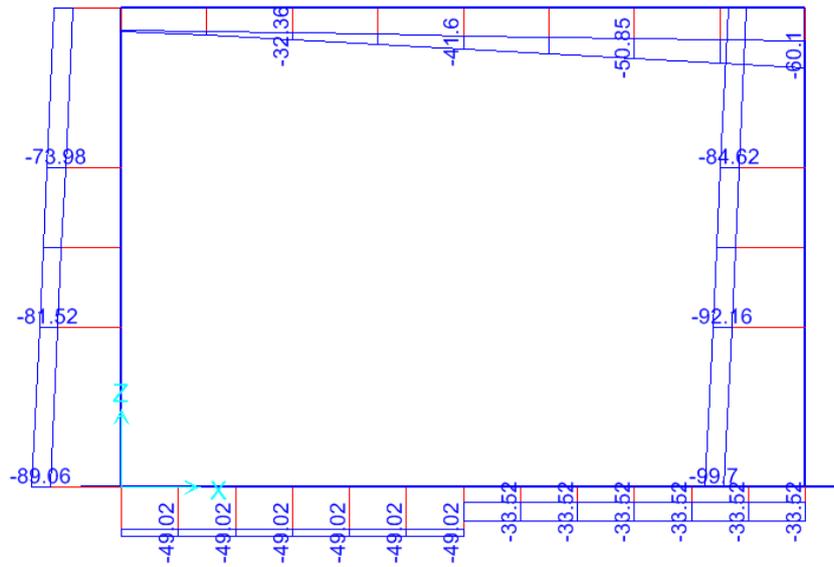


Figura 9-4 – Sforzi assiali ENVE\_SISMA



TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	34 di 50

Figura 9-5 – Momenti flettenti ENVE\_SISMA

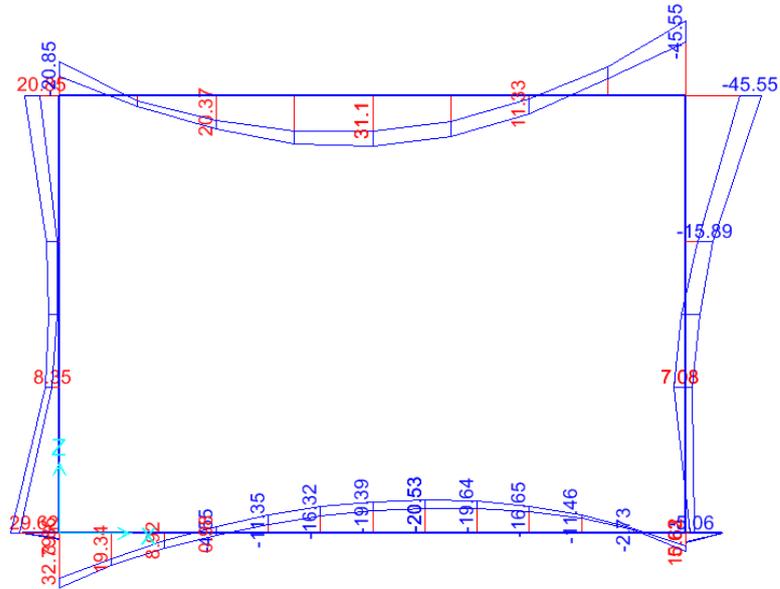
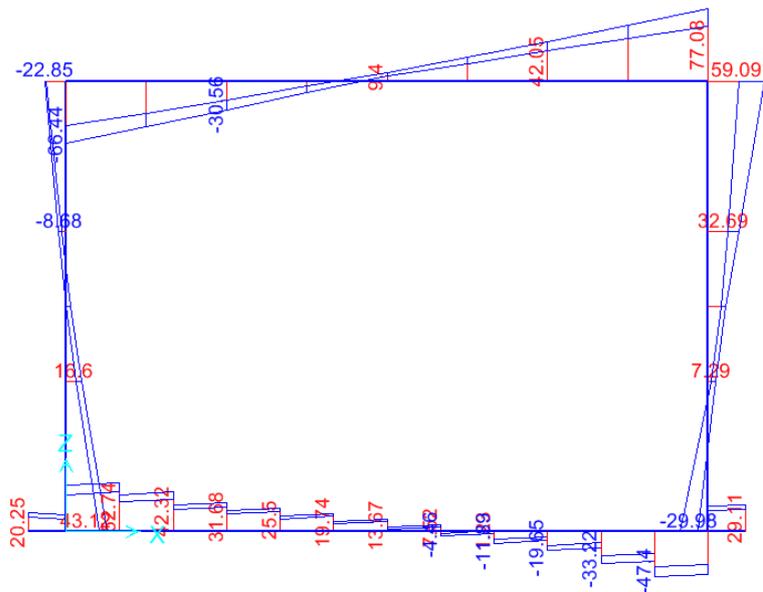


Figura 9-6 – Sforzi di taglio ENVE\_SISMA



TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	35 di 50

Figura 9-7 – Sforzi assiali ENVE\_SLE

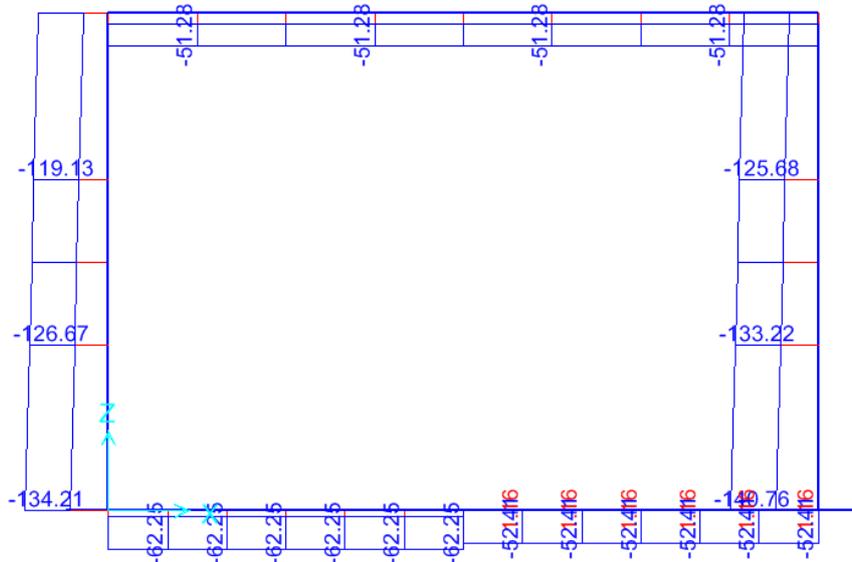
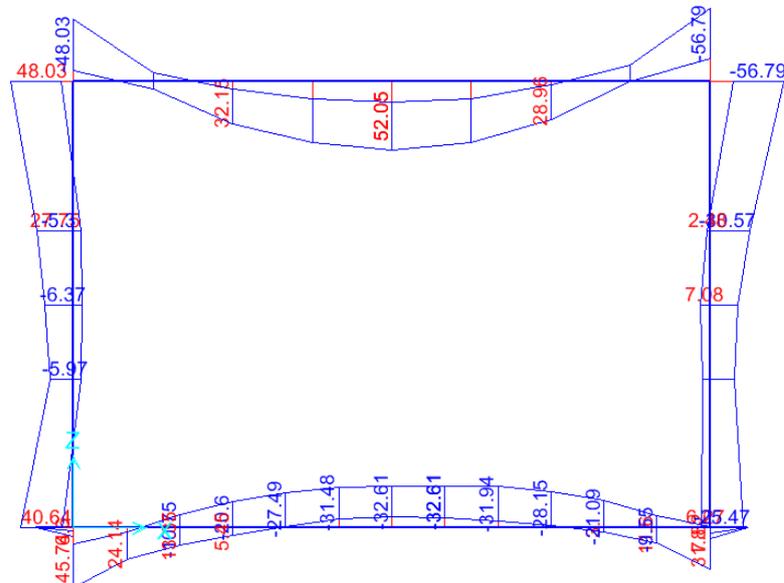


Figura 9-8 – Momenti flettenti ENVE\_SLE



Si riportano di seguito le tabelle di verifica con l'indicazione delle sollecitazioni considerate in ognuna di esse, ottenute massimizzando, rispettivamente, sforzi assiali, momenti flettenti e tagli.

- SOLETTA DI COPERTURA

Tabella 9-1 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE\_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
17	1,7	SLU_2	-25,1	0,0	27,3
17	1,7	SLU_35	-81,9	180,8	-77,7

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
17	1,7	SLU_9	-36,6	0,0	84,4
17	3,4	SLU_13	-58,3	191,6	-92,3

Sollecitazioni per verifica a taglio ( $V_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
17	3,4	SLU_13	-58,3	191,7	-92,3
17	0	SLU_33	-38,5	-180,8	-70,5

Tabella 9-2 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE\_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
17	3,4	SS_3	-60,1	74,7	-45,5
17	0	SS_2	-22,5	-50,3	-11,5

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
17	3,4	SS_3	-60,1	74,7	-45,5
17	1,7	SS_5	-30,1	5,3	31,1

Sollecitazioni per verifica a taglio ( $V_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
17	0	SS_5	-24,5	-66,4	-20,8
17	3,4	SS_5	-35,6	77,1	-38,9

Per quanto concerne le combinazioni di calcolo agli SLE, si riportano, conservativamente, i valori più gravosi derivanti dalla combinazione ENVE\_SLE, involuppo delle combinazioni agli SLE rara, frequente e quasi permanente.

Tabella 9-3 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE\_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
17	1,7	SLE_8	-16,8	-0,6	20,5
17	1,7	SLE_9	-51,3	-0,6	47,3

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
17	3,4	SLE_11	-37,2	118,1	-56,8
17	1,7	SLE_13	-23,2	-0,6	52,1

- PIEDRITTI

Tabella 9-4 Sollecitazioni piedritti ENVE\_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	2,4	SLU_24	-39,2	-29,3	9,1
16	0	SLU_5	-222,2	11,1	-1,6

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	2,4	SLU_41	-180,81	-79,6	77,7
16	2,4	SLU_5	-191,7	56,6	-92,3

Sollecitazioni per verifica a taglio ( $V_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0	SLU_16	-81,2	89,5	50,5
15	0	SLU_35	-180,8	-79,6	-77,7

Tabella 9-5 Sollecitazioni piedritti ENVE\_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	2,4	SS_8	-47,9	-21,1	14,1
16	0	SS_5	-99,7	-11,1	-5,1

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0	SS_1	-78,5	42,5	29,6
16	2,4	SS_1	-74,7	59,1	-45,5

Sollecitazioni per verifica a taglio ( $V_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	0	SS_2	-91,7	-29,9	-3,6
16	2,4	SS_3	-74,7	59,1	-45,5

Tabella 9-6 Sollecitazioni piedritti ENVE\_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	2,4	SLE_24	-39,2	-29,2	9,1
16	0	SLE_5	-140,7	4,7	-2,1

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	2,4	SLE_21	-111,5	-49,6	48,1
16	2,4	SLE_5	-118,1	36,2	-56,8

- SOLETTA DI FONDAZIONE

Tabella 9-7 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE\_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0	SLU_6	-97,5	54,4	53,1
9	0	SLU_13	5,2	-4,8	-52,7

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0	SLU_13	-86,1	119,5	73,4
8	0,283	SLU_5	5,2	15,6	-52,7

Sollecitazioni per verifica a taglio ( $V_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0,283	SLU_13	-86,7	123,2	39,0
13	0	SLU_35	-70,2	-115,0	18,4

Tabella 9-8 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE\_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0	SS_2	-49,0	43,0	31,8
1	0	SS_5	0,0	18,4	3,7

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
9	0	SS_7	-14,5	-4,5	-20,5
2	0	SS_3	-48,5	46,1	32,8

Sollecitazioni per verifica a taglio ( $V_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0,28333	SS_7	-41,2	52,74	15,7
13	0	SS_5	-14,5	-47,4	-2,4

Tabella 9-9 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE\_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $P_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0	SLE_6	-62,2	38,9	34,5
9	0	SLE_23	1,2	-3,7	-32,6

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione ( $M_{MAX}$ )

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0	SLE_23	-56,0	75,0	45,7
8	0,28333	SLE_5	-1,2	9,45	-32,6

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	41 di 50

## 10. VERIFICHE STR

### 10.1 Limiti di armatura

Secondo quanto riportato al § 4.1.6.1.1 delle NTC2018 di cui al Rif. [1], per le sezioni in c.a. è necessario disporre un'armatura longitudinale minima in zona tesa tale che:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Si considera una sezione H=40cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø16/10cm. Risulta quindi:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot (3,08/450) \cdot 1000 \cdot 340 = 605 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 10 \cdot \pi \cdot 8^2 = 2009,6 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$$

VERIFICA SODDISFATTA

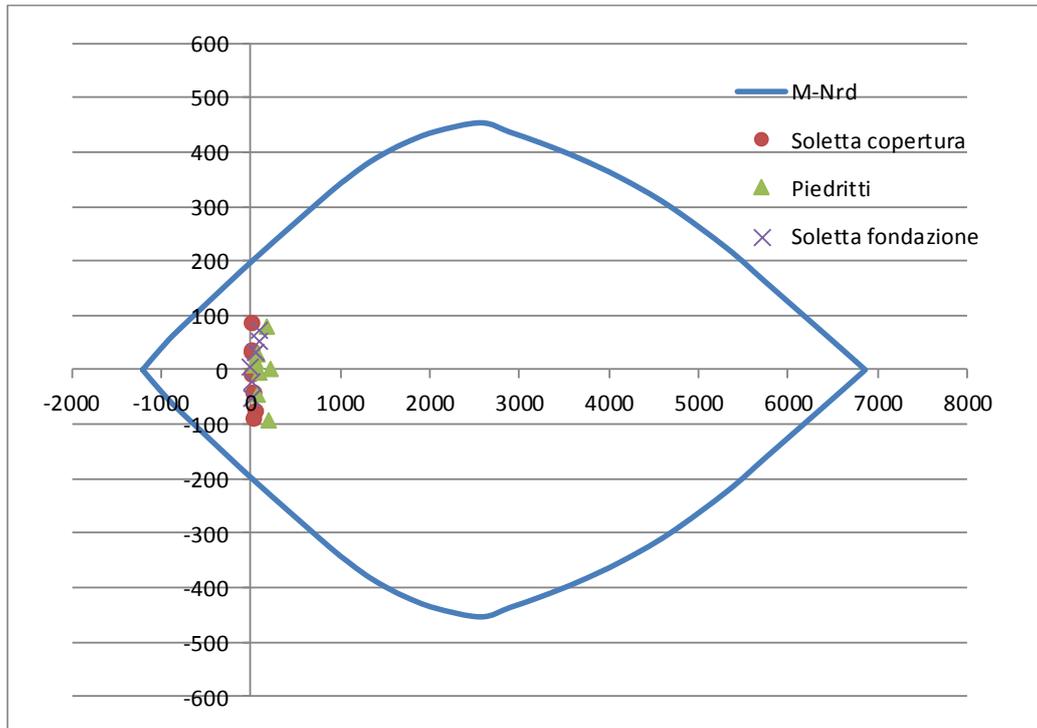
### 10.2 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=40 B=100, armata simmetricamente con Ø16/10cm, in campata e sugli appoggi. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm.

Le sollecitazioni sono quelle d'involuppo statiche e sismiche, indicate nelle tabelle precedenti, che massimizzano sforzi assiali e momenti flettenti.

Di seguito le verifiche.

Figura 10-1 Verifica a pressoflessione



Tutti gli elementi risultano verificati sotto l'azione dei carichi di progetto.

### 10.3 Verifiche a taglio

Per le verifiche a taglio del manufatto si considera una sezione H=40 B=100, armata simmetricamente con  $\varnothing 16/10\text{cm}$  longitudinalmente e senza armatura specifica a taglio.

La massima sollecitazione tagliante è ottenuta sull'appoggio della soletta di copertura e vale:

$$V_{Ed} = 191,7 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	43 di 50

ALTEZZA [mm]	400
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - $f_{ck}$ [MPa]	32
CLS - $f_{cd}$ [MPa]	18.1
ACCIAIO - $f_{yk}$ [MPa]	450
ACCIAIO - $f_{yd}$ [MPa]	391.3
N° Ferri	10
$\Phi$ Ferri [mm]	16
ARMATURA [mm <sup>2</sup> ]	2010.6

$C_{rd}$	0.120
k	1.767
$\rho_l$	0.0059

$v_{rd}$ [MPa]	0,565
$v_{min}$ [MPa]	0,465
<b>Vrd [kN]</b>	<b>192,1</b>

La verifica risulta soddisfatta per ogni elemento del manufatto. Sugli angoli della soletta di copertura il margine risulta molto ridotto. Ma, considerando che le sollecitazioni d'angolo andrebbero ridotte fino al margine di luce interna della soletta, la verifica può considerarsi senz'altro accettabile.

#### 10.4 Verifiche a fessurazione

Le verifiche vengono condotte secondo quanto previsto dalle norme NTC2018 Rif. [1].

Si riportano di seguito le condizioni di verifica.

- Combinazione di verifica: SLE rara
- Condizioni ambientali: aggressive
- Limite apertura fessure:  $w_1 = 0.2$  mm

Di seguito la verifica.

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	44 di 50

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	56.8 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Coprifero	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	340 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1539 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1539 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	97.36 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1699299758 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3.25 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>121.65 [MPa]</b>

**Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente**

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>56.8 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	97.36 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	121.65 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100.878663 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100878.663 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01526 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000176 [-] 0.000365 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	325.97 [mm] 325.97 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	<b>0.1190 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	<b>0.2 [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

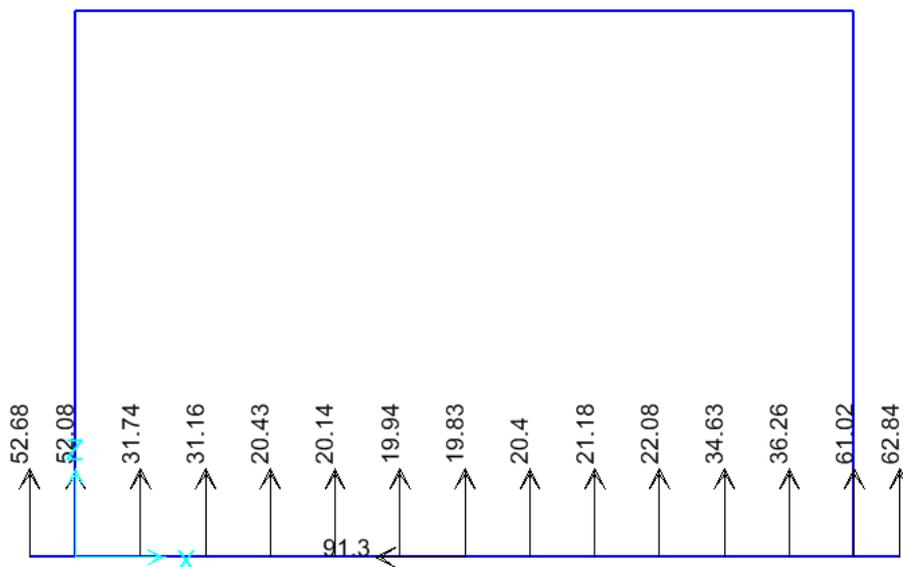
## 11. VERIFICHE GEO

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio 2 considerando la combinazione A1+M1+R3, secondo quanto previsto dalle NTC2018 Rif. [1] e secondo quanto detto al § 7.

Per quanto concerne le azioni, nel foglio di verifica vengono considerati coefficienti unitari poiché le azioni di progetto sono quelle d'involuppo ENVE\_SLU, le quali sono ricavate applicando ai carichi i coefficienti di combinazione A1 (per carichi stradali).

La verifica è soddisfatta se il coefficiente di sicurezza  $F_S = q_{lim} / q$  risulta maggiore del valore 2,3, coefficiente parziale per la capacità portante.

Figura 11-1 – Reazioni molle in fondazione



L'azione di progetto è pari alla somma delle reazioni delle molle in fondazione:

$$N = 688,3 \text{ kN}$$

Di seguito le verifiche geotecniche.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	46 di 50

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo <input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili <input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente <input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3.80 (m)  
L = 100.00 (m)  
D = 3.60 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	688.30	0.00	688.30
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	47 di 50

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 6.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 3.80 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 68,40 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 15,32 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 37,75$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 50,59$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 56,31$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	48 di 50

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg(\varphi)))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

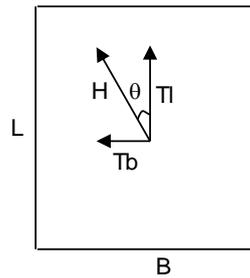
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg(\varphi)))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,24$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	49 di 50

**$g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 4224.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 181.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 23.32$$

$$F_s > 2,3$$

La verifica è soddisfatta.

**TITOLO ELABORATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN01G0 001	A	50 di 50

## 12. INCIDENZA ARMATURE

La struttura scatolare presenta un'incidenza di **124 kg/mc** per tutti gli elementi strutturali.

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Pertanto nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa  $\phi 10/20$  ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

### Incidenza scatolare IN01\_G

Hsez	0.4	m
Bsez	1	m
Lsez	1	m
Vcls	0.4	m <sup>3</sup>
Ptot	49.56	kg/m

Incidenza media **108.46 kg/m<sup>3</sup>**

### Ferri longitudinali

	$\phi$ mm	$A\phi$ m <sup>2</sup>	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	16	2.01E-04	10	15.78
<u>Strato inferiore</u>	16	2.01E-04	10	15.78

### Ferri trasversali

	$\phi$ mm	$A\phi$ m <sup>2</sup>	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	10	7.85E-05	5	3.08
<u>Strato inferiore</u>	10	7.85E-05	5	3.08