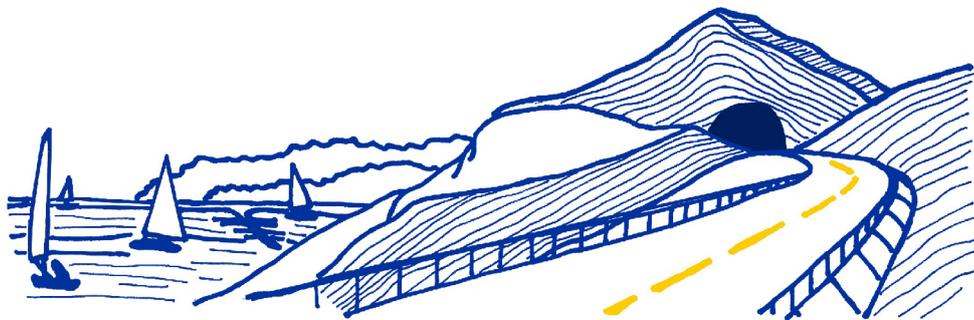


VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)  
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA  
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA  
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE  
DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA  
SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

**OPERE MAGGIORI**  
 GALLERIE NATURALI  
 GALLERIA NATURALE LE FORNACI  
 GALLERIA ARTIFICIALE SUD  
 RELAZIONE DI CALCOLO DEL MONOLITE

CODICE PROGETTO

NOME FILE

0000\_P00GN04STRRE03\_A

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG. N. PROG.

CODICE  
ELAB.

P00GN04STRRE03

A

-

DPGE0265 E 20

A	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Ottobre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



<b>INDICE</b>	<b>pag.</b>
1. INTRODUZIONE .....	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	2
3. INTERVENTI IN PROGETTO .....	3
4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	7
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
6. CRITERI DI CALCOLO .....	10
7. AZIONI DI CALCOLO .....	12
7.1 Carichi permanenti .....	12
7.2 Sovraccarichi stradali .....	12
7.3 Spinta delle terre .....	14
7.4 Combinazioni di carico .....	16
8. METODO DI CALCOLO E MODELLO STRUTTURALE .....	17
9. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO .....	22
10. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	23
10.1 Verifiche a flessione .....	23
10.2 Verifiche a taglio .....	28
10.3 Verifiche di deformabilità .....	34
11. VERIFICHE IN FASE DI SPINTA DEL MONOLITE .....	36
11.1 Calcolo della spinta massima ai martinetti .....	36
11.2 Verifica della resistenza passiva .....	37
11.3 Verifiche strutturali della parete in c.a. ....	38
12. CONCLUSIONI .....	41



## 1. Introduzione

La presente Relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

Oggetto della presente relazione è il monolite a spinta previsto nell'ambito dei lavori di costruzione della galleria artificiale sud allo sbocco della galleria Fornaci I.

Da evidenziare che la struttura in oggetto è a carattere provvisoria necessaria soltanto durante la fase di spinta per l'attraversamento di via Sarzana, consentendo di mantenere in esercizio la sede stradale durante i lavori.

Successivamente alla infissione del monolite infatti è previsto il getto della struttura definitiva della galleria artificiale.

Per tale motivo, trattandosi di una struttura provvisoria, non si eseguono verifiche in condizioni sismiche.

## 2. Normative di riferimento

**Legge 5 novembre 1971, n. 1086** "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";

**Legge 2 febbraio 1974, n. 64** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

**D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** "Aggiornamento delle «*Norme Tecniche per le Costruzioni*»";

**Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7** "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";

Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "*Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione*";

**UNI EN 1992-1-1:2005** "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

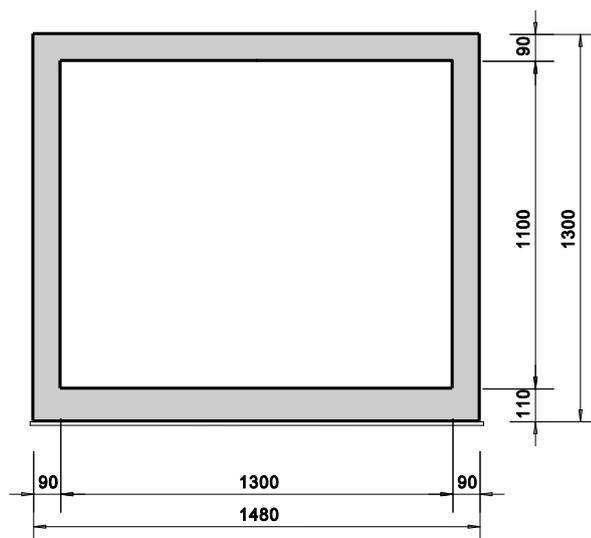
**UNI EN 1997-1:2005** "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

**UNI EN 1998-1:2005** "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

### 3. Interventi in progetto

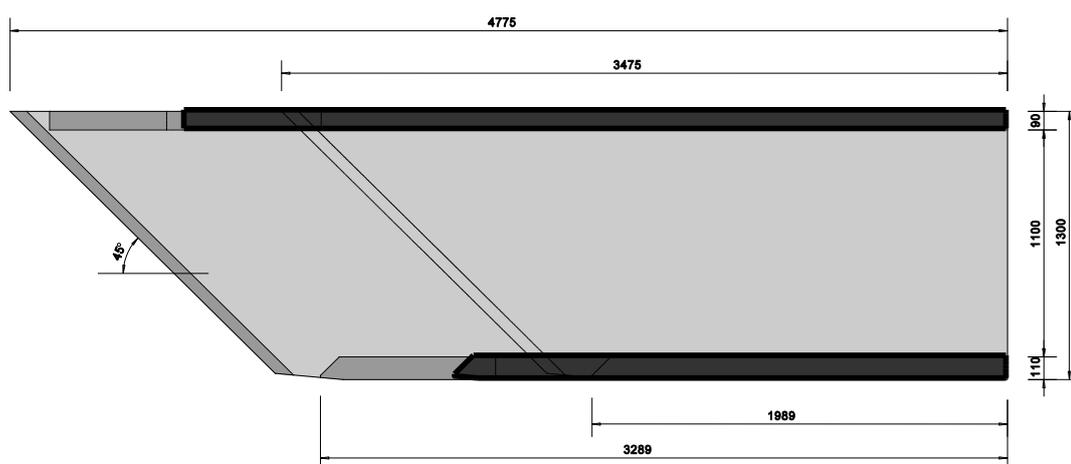
L'opera oggetto della presente relazione è rappresentata da una struttura scatolare in cemento armato con dimensioni nette interne al finito di 13,00 x 11,00 m.

La sezione trasversale é costituita da una platea di fondazione dello spessore di 110 cm. Le pareti laterali e la soletta superiore sono previste di spessore pari a 90 cm.



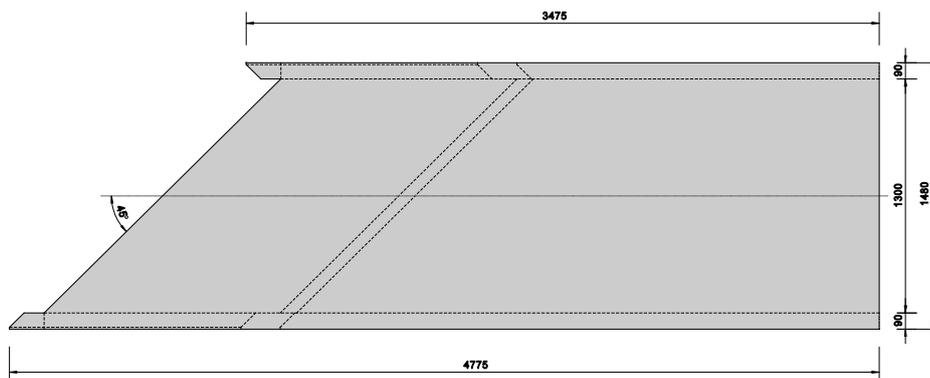
*Sezione trasversale tipo*

La struttura presenta una estensione longitudinale complessiva pari a circa 47.75 m con le pareti laterali sagomate a 45° e formare il tagliante per l'infissione al di sotto della sede stradale.

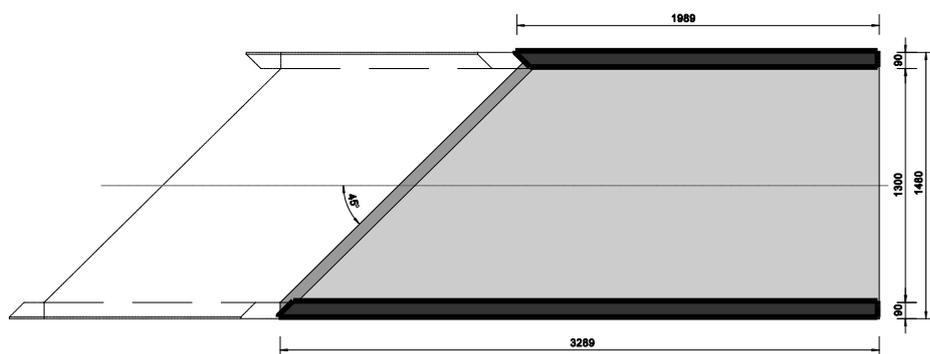


*Sezione Longitudinale in asse*

In relazione all'angolo di incidenza del sottopasso rispetto alla sede di via Sarzana, pari a circa 45°, le pareti laterali presentano estensioni longitudinali differenziate così che sia la platea di fondazione che la soletta di copertura risultano avere in pianta una forma trapezia.



***Pianta soletta di copertura***



***Pianta platea di fondazione***

La realizzazione del sottopasso prevede la preventiva costruzione di esso a valle di via Sarzana e la sua successiva infissione sotto la sede stradale mediante spinta con dispositivo oleodinamico (tecnica costruttiva del “monolite a spinta”).

Per l'infissione del monolite si rende necessaria la preventiva realizzazione di una platea di varo in c.a., sulla quale sarà costruito lo scatolare, dotata di "profili guida" atti a mantenere il corretto allineamento del monolite durante l'avanzamento, e di una parete "reggispinta" in c.a. avente la funzione di contrasto alle forze applicate dai martinetti oleodinamici.

Le principali fasi realizzative sono sinteticamente le seguenti:

Lavori propedeutici a monte di via Sarzana:

- Preparazione area di cantiere a monte, tra Via Corticola e Via Sarzana, con esecuzione paratie laterali di pali D=1200 mm e paratia di imbocco della galleria naturale.
- Scavo parziale e realizzazione del primo livello di tiranti della paratia frontale e di quelle laterali.
- Realizzazione di plaea di base in cls alleggerito, nel tratto interferente di via Sarzana, quale elemento di contenimento dei sottoservizi presenti, con preventiva infissione di tubi in polycrète D=100 cm all'interno dei quali saranno poi inserite le travi di manovra utili per la successiva fase di spinta del monolite.

Lavori a valle di via Sarzana:

- Realizzazione dei diaframmi in c.a. laterali dell'area di scavo, in prosecuzione di quelli già realizzati, e getto del cordolo in testa di collegamento tra i vari pannelli.
- Realizzazione della paratia frontale in micropali tipo berlinese a margine di via Sarzana.
- Scavo dell'area compresa tra le predette paratie, con contemporanea realizzazione dei tiranti di ancoraggio previsti per la stabilità della paratia frontale in micropali e messa in opera di puntoni trasversali in acciaio necessari per la stabilità dei diaframmi laterali in c.a. durante le operazioni di scavo.
- Getto della "platea di varo" in c.a. sul piano di fondo scavo, sulla quale sarà costruito il monolite, dotata dei profili guida e realizzazione della parete reggispinta.
- Costruzione del monolite in c.a..
- Posa delle travi di manovra HEB 550 all'interno dei tubi in polycrète D=100 cm.
- Spinta del monolite mediante martinetti idraulici con contemporanea asportazione del materiale di scavo all'interno dello scatolare durante l'avanzamento.
- Al termine della spinta del monolite, demolizione con taglio di parte del tagliente e rimozione delle travi di manovra.

Lavori di completamento:

- Scavo a monte di via Sarzana della porzione di trincea residua tra il monolite e la paratia frontale di imbocco della galleria naturale con realizzazione delle tirantature relative.
- Realizzazione degli infilaggi previsti all'imbocco, armatura e getto della dima.

- Successivamente al completamento della galleria naturale (effettuato operando da imbocco Nord), realizzazione del rivestimento definitivo della galleria artificiale tra la paratia di imbocco e inizio della galleria artificiale Le Fornaci 2) con posa di impermeabilizzazione al contorno e successivo ritombamento.
- Ripristini e sistemazioni dell'area di intervento.

Per maggiori dettagli in merito alle fasi realizzative e alle opere in progetto si rimanda alla visione degli elaborati grafici relativi.

#### 4. Parametri geotecnici

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, per i cui dettagli si rimanda alla documentazione di progetto, il terreno interessato dall'opera è costituito dalla formazione del Verrucano V3a, alla quale sono assegnate le seguenti caratteristiche principali:

- Peso specifico:  $\gamma' = 21.00 \text{ kN/m}^3$ ;
- Angolo di attrito:  $\phi' = 35^\circ$ ;
- coesione:  $c' = 15 \text{ kPa}$ ;
- Modulo elastico:  $E_k = 40 \text{ Mpa}$ .

Si evidenzia che i parametri geotecnici sopra riportati sono quelli caratteristici, nella terminologia corrente adottata dalla normativa; i valori di calcolo sono definiti, caso per caso, in funzione delle verifiche effettuate e dell'Approccio prescelto, applicando a tali valori i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza " $\gamma_M$ ".

## 5. Caratteristiche dei materiali

### Calcestruzzo: classe C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 35,00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 28,00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 36,00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2,77 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1,94 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0,85
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	= 1,50
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 15,87 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,29 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32310 N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC2
Massimo rapporto A/C:	0.55
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo dell'aggregato:	25 mm
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/mc

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)" (§ 4.1.2.1.2.2).

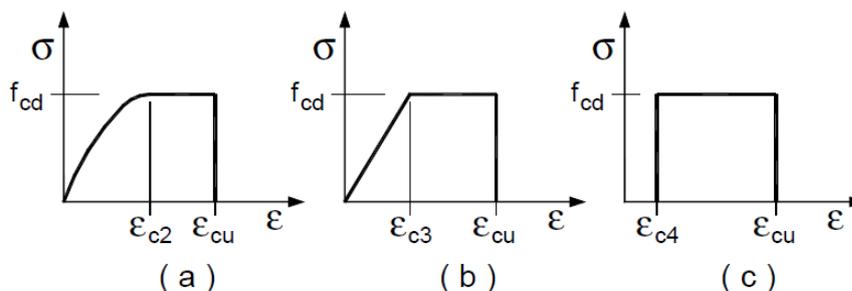


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

con:  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ ;  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

### Acciaio da c.a. tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	540	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s$	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

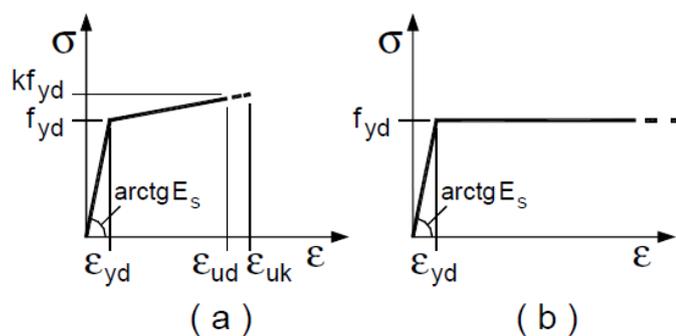


Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

con:  $\epsilon_{yd} = 0.187\%$ ;  $\epsilon_{ud} = 1.00\%$

## 6. Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche strutturali riportate nella presente relazione sono eseguiti secondo il Metodo Semiprobabilistico degli Stati Limite in condizioni statiche (stati limite Ultimi - SLU). Come già anticipato, trattandosi di una struttura provvisoria, non sono eseguite verifiche in condizioni sismiche.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono effettuate verificando il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:  $E_d$  = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;  
 $R_d$  = valore della resistenza di progetto.

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G$  = valore nominale delle azioni permanenti;
- $Q_{k1}$  = valore caratteristico dell'azione dominante di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;
- $\gamma_G, \gamma_Q$  = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione;
- $\psi_{oi}$  = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

I coefficienti di combinazione delle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.V):

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

		Coefficiente	EQU <sup>01</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	$\gamma_{Qi}$	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

Ai coefficienti  $\psi_0$  si attribuiscono i seguenti valori (§5.1.3.14 - Tab. 5.1.VI):

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

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

## 7. Azioni di calcolo

Per le analisi relative alla struttura in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

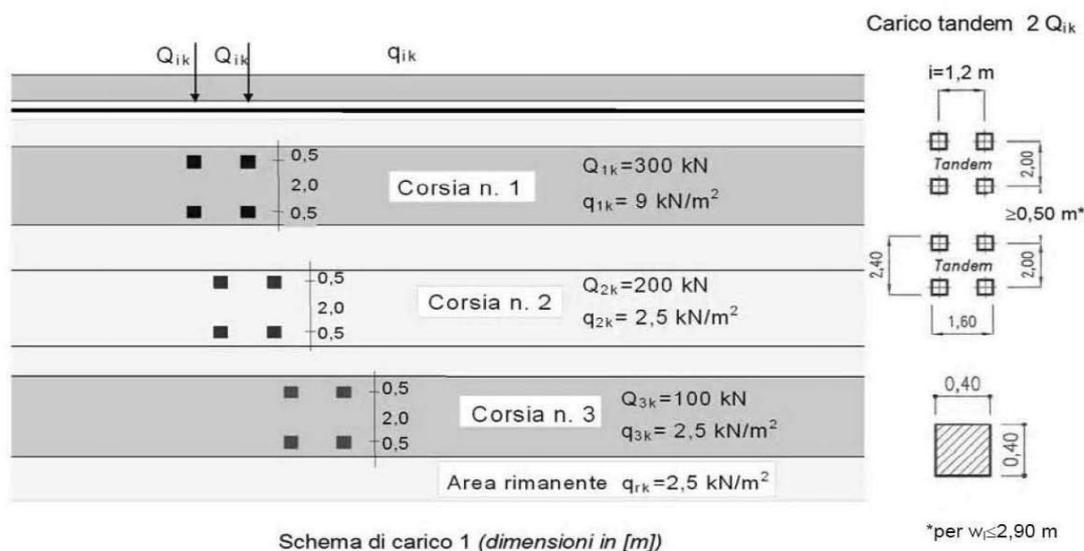
- carichi permanenti strutturali e portati (pesi propri, rilevato stradale, pavimentazione);
- sovraccarichi di esercizio sulla sede stradale;
- spinte del terreno contro le pareti della struttura;
- incrementi di spinta del terreno dovuti ai sovraccarichi stradali;

### 7.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera ( $g_1$ ), determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento assumendo un peso unitario del c.a. pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ , dal sovraccarico della sottopavimentazione in cls alleggerito ( $g_3$ ), assunto pari a  $22 \text{ kN/m}^3$ , e quello relativo alla pavimentazione stradale ( $g_2$ ) pari a  $24 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.2 Sovraccarichi stradali

I sovraccarichi stradali sono definiti in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 (§5.1.3.3.3), secondo quanto indicato nella seguente figura.



In relazione alla particolarità della struttura in esame, ed al ricoprimento superiore, le analisi di calcolo sono effettuate con riferimento ad una sezione trasversale tipo di scatolare di estensione longitudinale pari a 1.00 m applicando su di essa la colonna di carico stradale più gravosa.

Tale sezione viene considerata rappresentativa per l'intera estensione della struttura.

In questo caso i carichi stradali tipo tandem ( $2 Q_{1k}$ ) vengono trasferiti sulla soletta di copertura del monolite operando una diffusione all'interno del rilevato secondo linee inclinate di  $45^\circ$  in accordo a quanto previsto dalla norma (§ 5.1.3.3.6).

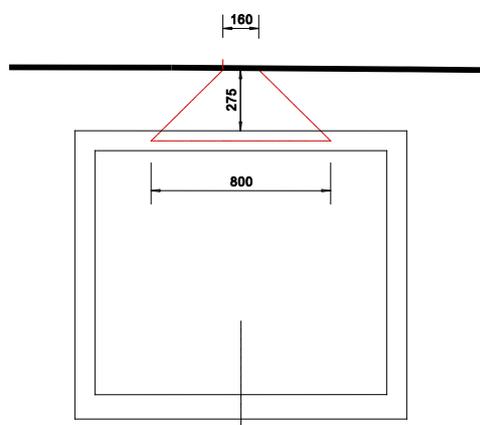
In relazione alla copertura presente, pari a circa 2.75 m, tale diffusione determina un'area di carico al livello del piano medio della soletta di dimensioni pari a:

$$8.00 \text{ m} \times 8.80 \text{ m} = 70.40 \text{ m}^2$$

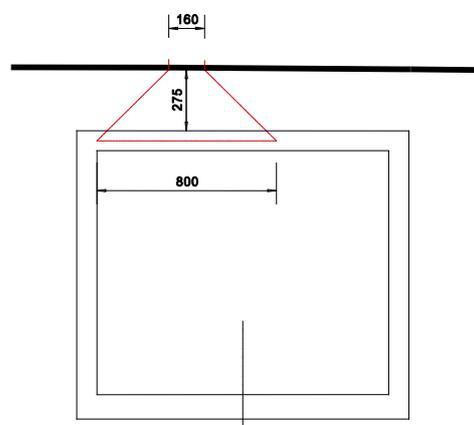
Il carico equivalente uniforme distribuito é quindi pari a:

$$q_{eq} = 600 \text{ kN} / 70.40 \text{ m}^2 = 8.53 \text{ kPa}$$

Tale carico viene quindi applicato nelle posizioni che determinano le massime sollecitazioni flettenti e di taglio sulla soletta come rappresentate nelle figure seguenti:



**Massimo Momento**



**Massimo Taglio**

A tale carico si somma inoltre il sovraccarico stradale uniforme  $q_{1k} = 9.00 \text{ kPa}$

### 7.3 Spinta delle terre

La spinta del terreno presente lateralmente alla struttura va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno laterale interagendo con l'opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza, al comportamento strutturale dell'opera (§6.2.3.1.1).

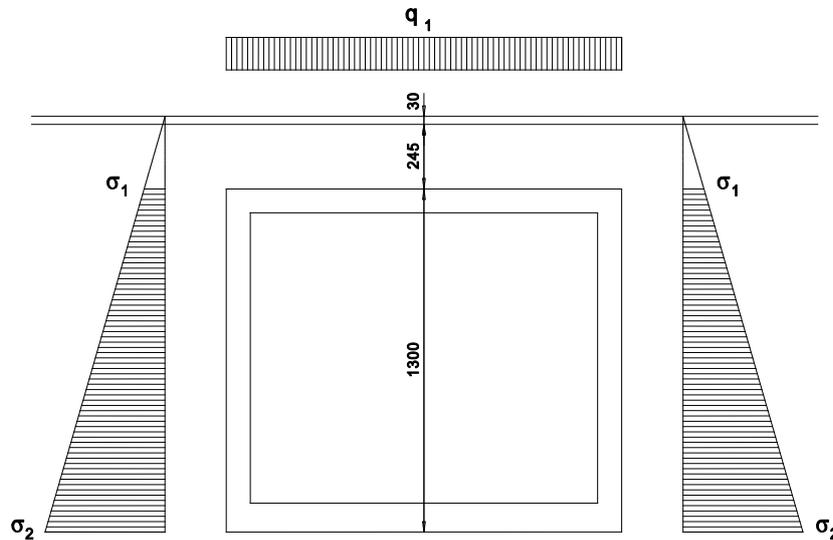
La valutazione delle pressioni laterali agenti sulla struttura viene effettuata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del terreno laterale. Nel caso specifico, per le proprie caratteristiche di relativa "indeformabilità" dell'opera, le pressioni orizzontali vengono calcolate utilizzando il coefficiente di spinta "a riposo" valutato con la nota espressione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

Al terreno laterale sono assegnati i seguenti parametri di calcolo:

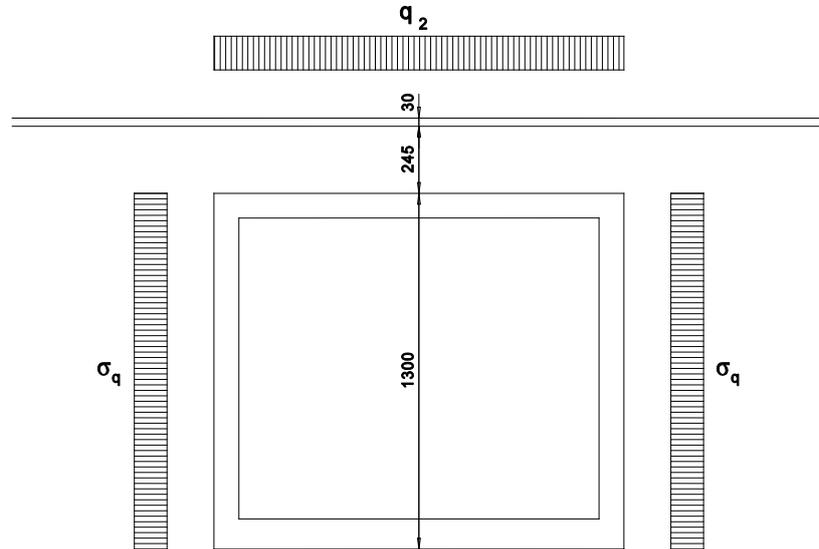
$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \quad c = 15.00 \text{ kPa} \quad \phi' = 35^\circ \quad k_0 = 0.43$$

Nel seguito si esplicitano i valori delle suddette pressioni agenti sulle pareti laterali.



$$\begin{aligned} q_1 &= \gamma_p \cdot 0.30 + \gamma_R \cdot 2.45 &= 24 \cdot 0.30 + 22 \cdot 2.45 &= 53.90 \text{ kPa} \\ \sigma_1 &= q_1 \cdot k_0 &= 53.90 \cdot 0.43 &= 23.18 \text{ kPa} \\ \sigma_2 &= (q_1 + \gamma_T \cdot 13.00) \cdot k_0 &= (23.18 + 21 \cdot 13.00) \cdot 0.43 &= 127.36 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Alle precedenti pressioni si sommano quelle corrispondenti al sovraccarico stradale:



$$q_2 = q_{1k} = 9.00 \text{ kPa}$$

$$\sigma_q = q_2 \cdot k_0 = 9.00 \cdot 0.43 = 3.87 \text{ kPa}$$

## 7.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono definite in base alla seguente tabella (§5.1.3.14 - Tab. 5.1.IV):

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al 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				

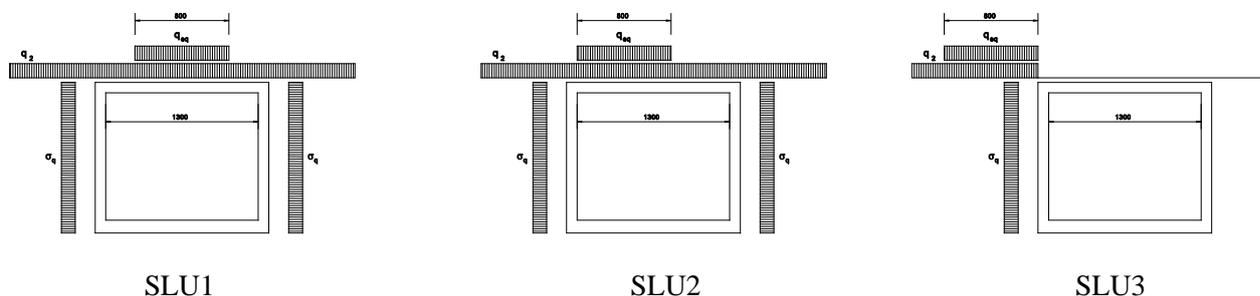
(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per la tipologia di struttura in oggetto, la combinazione di carico più gravosa é quella relativa al gruppo 1 con la corsia caricata con il valore caratteristico.

Sulla corsia si sono quindi applicati i carichi tandem  $2Q_{1k} = 600$  kN, operando la diffusione attraverso il rilevato stradale come descritto in precedenza, ed il carico distribuito  $q_{1k} = 9.00$  kPa.

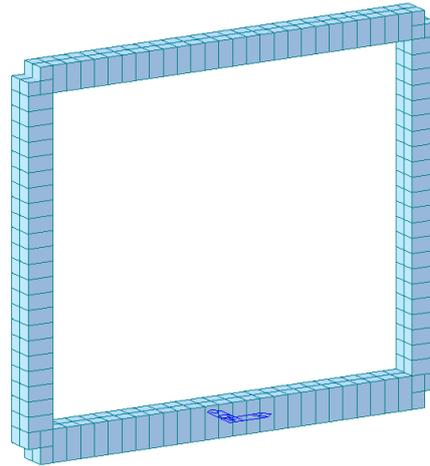
Ciascuno dei predetti carichi viene applicato in combinazione con gli altri adottando il relativo coefficiente di combinazione  $\gamma_Q = 1.35$ .

Le combinazioni di carico SLU prevedono le tre configurazioni schematizzate seguenti:



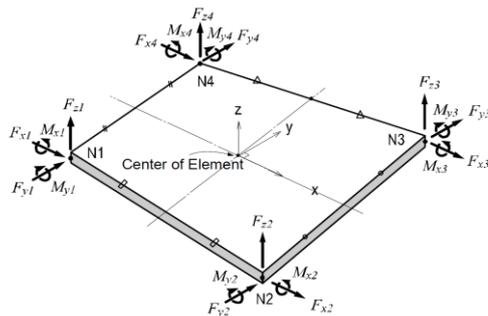
## 8. Metodo di calcolo e modello strutturale

La struttura è stata analizzata in regime elastico lineare con un modello di calcolo di tipo tridimensionale della lunghezza di 1.00 m, riferito alla sezione trasversale tipo presente al di sotto della corsia stradale più caricata.

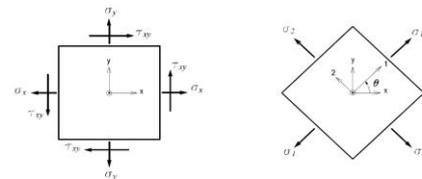


**Modello di calcolo**

La platea di fondazione, le pareti laterali e la soletta superiore sono modellate mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidità sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).



**Elementi tipo "Plate"**



- $\sigma_x$  : Axial stress in the ECS x - direction
  - $\sigma_y$  : Axial stress in the ECS y - direction
  - $\tau_{xy}$  : Shear stress in the ECS x - y plane
  - $\sigma_1$  : Maximum principal stress =  $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$
  - $\sigma_2$  : Minimum principal stress =  $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$
  - $\tau_{xy}$  : Maximum shear stress =  $\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$
  - $\theta$  : Angle between the x - axis and the principal axis, 1
  - $\sigma_{eff}$  : von - Mises Stress =  $\sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$
- (b) Sign convention for plate element stresses

Figure 1.30 Output locations of plate element stresses and the sign convention

Sul piano di fondazione si sono attivati vincoli elastici (molle) corrispondenti alle reazioni del terreno; a tali vincoli è stata attribuita una rigidezza pari alla costante di Winkler.

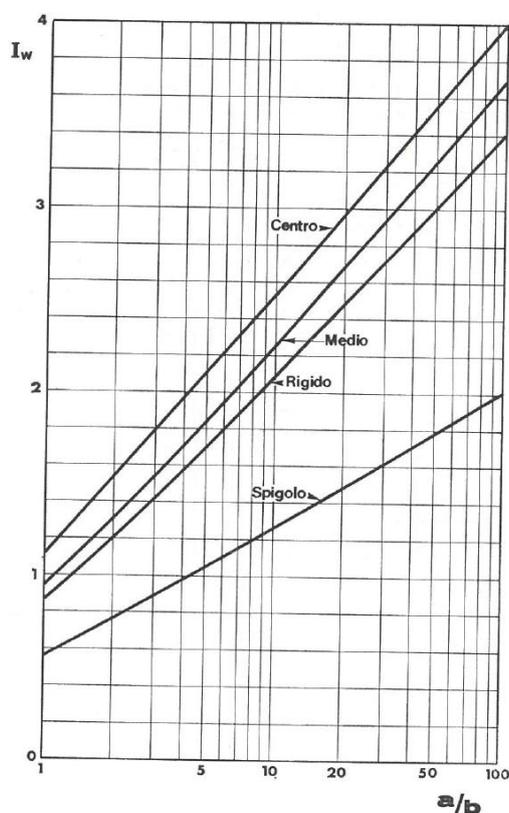
La costante di Winkler rappresenta il valore della pressione "q" da applicare al terreno per determinare uno spostamento unitario "w".

$$k_w = \frac{q}{w}$$

Le sue unità di misura sono  $[F/L^3]$ , e può essere stimata in funzione del Modulo di deformabilità del terreno. Schematizzando il terreno come un mezzo elastico omogeneo con modulo di deformabilità "E", tale costante può essere valutata in prima approssimazione applicando la teoria dell'elasticità di Boussinesq come:

$$w = \frac{q \cdot B}{E} \cdot I_w \quad \text{da cui:} \quad k_w = \frac{E}{B \cdot I_w}$$

il coefficiente d'influenza  $I_w$  medio viene ricavato dal diagramma seguente (Carlo Cestelli Guidi – Geotecnica e tecnica delle fondazioni - Volume 1 – 7° edizione Hoepli, 1981) e risulta pari a:  $I_w \approx 1.00$

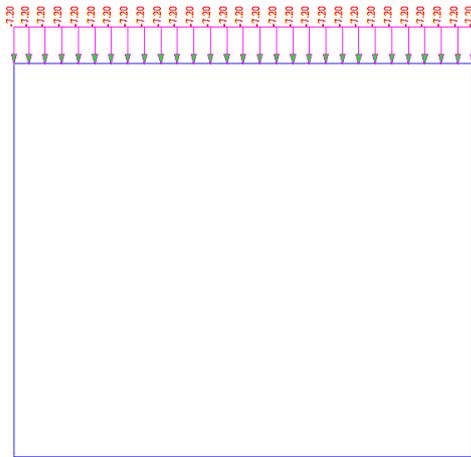


Con riferimento al modulo elastico del terreno di fondazione (40.000 kPa) si ricava pertanto  $k_w = 2.705 \text{ kN/m}^3$ . Nei calcoli si è quindi adottato un valore pari a:

$$k_w = 2.700 \text{ kN/m}^3$$

Analogamente anche alle pareti laterali sono applicate "molle" di interazione con il terreno aventi la stessa rigidezza, ma di tipo "*compression only*" ossia molle che reagiscono solo quando sottoposte a compressione.

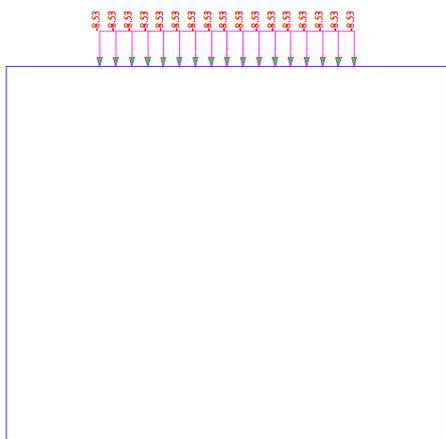
Nelle figure che seguono sono rappresentate le singole componenti di carico applicate al modello che concorrono, mediante i relativi coefficienti di combinazione, alle sollecitazioni di SLU agenti nella struttura.



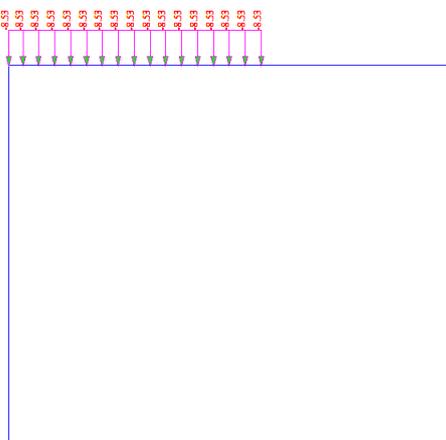
*Sovraccarico Pavimentazione stradale*



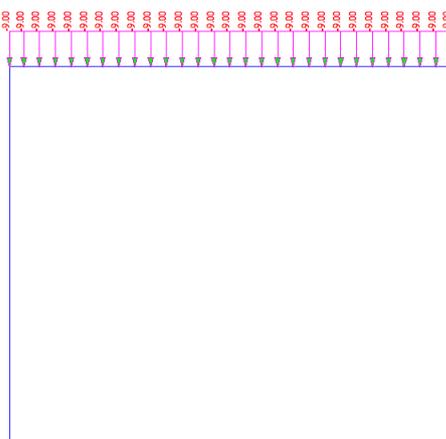
*Sovraccarico Rilevato stradale*



***Carico Tandem 1***  
***(Max effetti flettenti sulla soletta)***

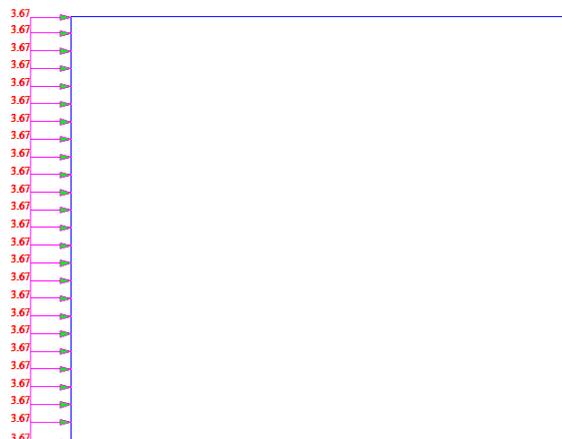


***Carico Tandem 2***  
***(Max effetti taglianti sulla soletta)***



***Carico distribuito  $q_{Ik}$***





*Spinta del terreno sulla parete SX  
 associata al sovraccarico Tandem*

## 9. Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice:	MIDAS Gen
Versione	2021 (v2.1)
N. di Serie	U001-01641
Licenza n.	89EBA56CF4D70833
Produttore	Midas IT Co., Ltd – Corea del Sud ( <a href="http://en.midasuser.com/">http://en.midasuser.com/</a> )
Distributore	HarpaCeas S.r.l. – Milano ( <a href="http://www.harpaceas.it">www.harpaceas.it</a> )

MIDAS Gen è un software di calcolo agli elementi finiti del tutto generalizzato che consente di analizzare strutture di qualsiasi genere, sia in campo statico che dinamico.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. È possibile, inoltre, ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente una vasta serie di test di validazione.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con calcoli semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

## 10. Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

$$S_d \leq R_d$$

dove:

$S_d$  = Azione di progetto agente;

$R_d$  = Resistenza di calcolo dell'elemento.

Nel modello di calcolo adottato la platea di fondazione, le pareti laterali e la soletta superiore sono state modellate mediante l'utilizzo di elementi piani tipo "plate".

Le verifiche strutturali sono quindi eseguite in riferimento ad una sezione di estensione unitaria, sulla base delle armature resistenti competenti.

### 10.1 Verifiche a flessione

Nelle pagine che seguono si riportano i risultati e le verifiche relative alla combinazione di carico più gravosa tra tutte quelle analizzate (SLU1, SLU2, SLU3).

Nel seguito si riportano, a titolo di esempio, i dettagli delle verifiche di resistenza a flessione per la soletta superiore eseguite in automatico dal codice di calcolo.

## Soletta Superiore:

### Armature inferiori:

```

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 538
  Thickness : 900.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 850.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 118.203 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 2206.4583 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1745084.4482 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @80
  As_req = 4.8854 mm^2/mm. ( 4885.3655 mm^2/m.)
  M_Ed = 1462423.5407 N-mm./mm.
  M_Rd = 1745084.4482 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.838 < 1.0 ---> O.K !
  
```

### Armature Superiori:

```

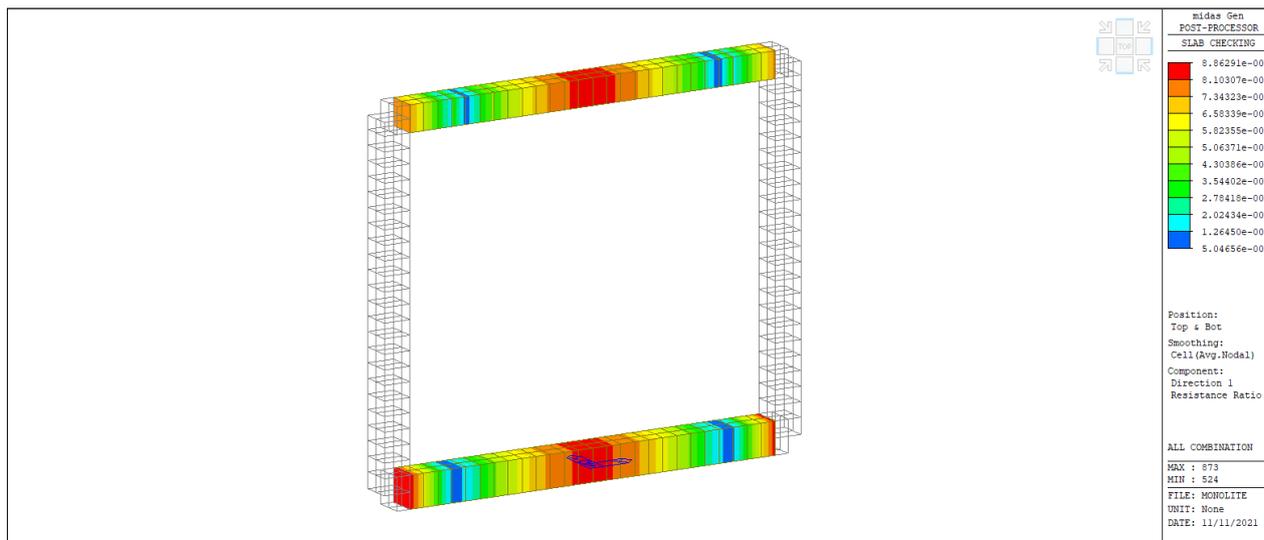
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 538
  Thickness : 900.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 850.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 47.148 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 880.1042 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 727340.7735 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @200
  As_req = 1.3585 mm^2/mm. ( 1358.5419 mm^2/m.)
  M_Ed = 0.0000 N-mm./mm.
  M_Rd = 727340.7735 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.000 < 1.0 ---> O.K !
  
```

La figura seguente rappresenta l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti la platea di fondazione e la soletta superiore pari al rapporto tra il momento agente e quello resistente (ovviamente tali rapporti devono risultare sempre inferiori a 1):

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$



Platea di fondazione e Soletta superiore  
 Tassi di sfruttamento  $M_{Ed} / M_{Rd}$   
 $T_{sf} = 0.886 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1.  
 Tutti gli elementi sono verificati.

Analogamente nelle pagine che seguono si riportano i dettagli delle verifiche di resistenza a flessione per le pareti laterali.

### Pareti Lateralì – Intradosso:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No.   : 796
  Thickness  : 900.0000 mm.
  Materials  : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering   : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No.    : 3

- . Information of Design.
  b          = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d          = 850.0000 mm.
  lambda     = 0.800
  a          = lambda * x = 47.148 mm.
  eta        = 1.000
  Cc         = eta*fcd*b*a = 880.1042 N.
  M_Rd       = Cc*(d-a/2) = 727340.7735 N-mm./mm.

- . Information of Moments and Result.
  Rein. Bar  : P24 @200
  As_req     = 1.5655 mm^2/mm. ( 1565.5314 mm^2/m.)
  M_Ed       = 468638.4099 N-mm./mm.
  M_Rd       = 727340.7735 N-mm./mm.
  RatM       = M_Ed / M_Rd = 0.644 < 1.0 ---> O.K !
  
```

### Pareti Lateralì – Estradosso:

```

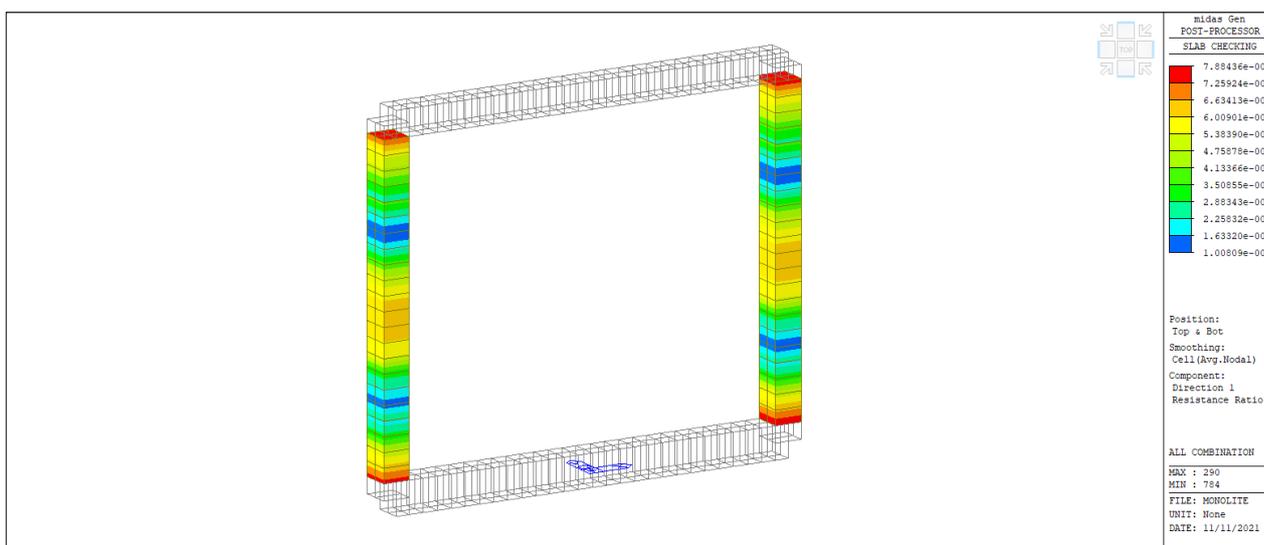
- . Information of Parameters.
  Elem No.   : 292
  Thickness  : 900.0000 mm.
  Materials  : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering   : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No.    : 1

- . Information of Design.
  b          = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d          = 850.0000 mm.
  lambda     = 0.800
  a          = lambda * x = 140.781 mm.
  eta        = 1.000
  Cc         = eta*fcd*b*a = 2627.9167 N.
  M_Rd       = Cc*(d-a/2) = 2048748.4701 N-mm./mm.

- . Information of Moments and Result.
  Rein. Bar  : P24 @67
  As_req     = 5.3961 mm^2/mm. ( 5396.0862 mm^2/m.)
  M_Ed       = 1615306.6726 N-mm./mm.
  M_Rd       = 2048748.4701 N-mm./mm.
  RatM       = M_Ed / M_Rd = 0.788 < 1.0 ---> O.K !
  
```

La figura seguente rappresenta l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti le pareti laterali:

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

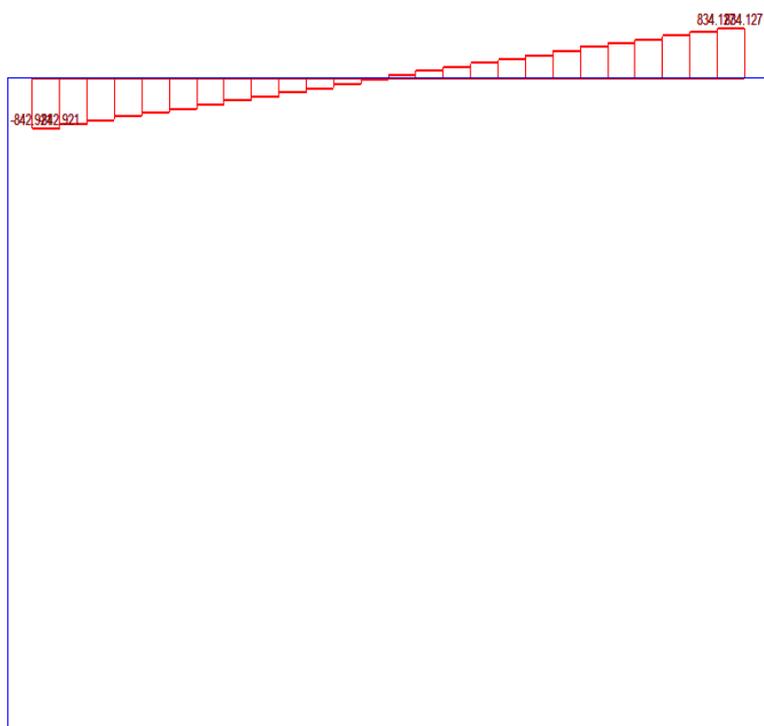


Pareti Laterali  
Tassi di sfruttamento  $M_{Ed} / M_{Rd}$   
 $T_{sf} = 0.788 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1.  
Tutti gli elementi sono verificati.

## 10.2 Verifiche a taglio

La figura seguente rappresenta i massimi valori delle sollecitazioni di taglio agenti nella soletta di copertura ottenute dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico.



Massime Sollecitazioni di taglio soletta di copertura -  $V_{Ed,max} = 842.92 \text{ kN /m}$

Il massimo valore della sollecitazione di taglio é pari a:

$$V_{Ed,max} = 842.92 \text{ kN /m.}$$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature verticali agli appoggi costituite da n. 5 $\phi$ 20 mm /m con passo s=50 cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 850 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 1571 \text{ mm}^2 \text{ (5}\phi\text{20)}$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta:  $V_{Rsd} = 940.43 \text{ kN /m}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 850 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

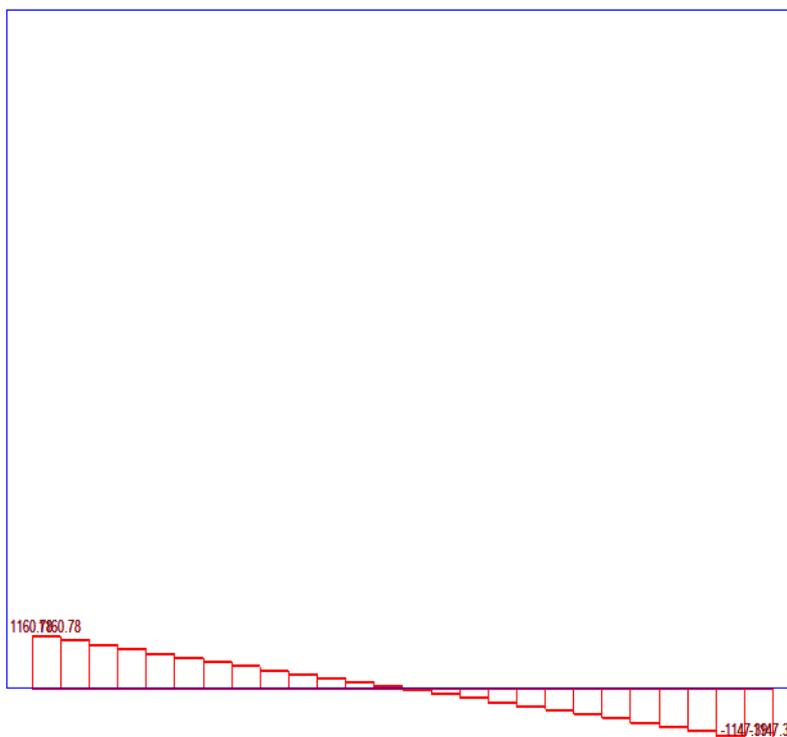
$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta:  $V_{Rcd} = 3034.50 \text{ kN /m}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 940.43 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Analogamente si riportano nel seguito le verifiche a taglio relative alla platea di fondazione.



Massime Sollecitazioni di taglio platea di fondazione -  $V_{Ed,max} = 1160.78 \text{ kN /m}$

Il massimo valore della sollecitazione di taglio é pari a:

$$V_{Ed,max} = 1160.78 \text{ kN /m.}$$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature verticali agli appoggi costituite da n. 5 $\phi$ 20 mm /m con passo s=50 cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 1571 \text{ mm}^2 \text{ (5}\phi\text{20)}$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta:  $V_{Rsd} = 1272.35 \text{ kN /m}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta:  $V_{Rcd} = 4105.50 \text{ kN /m}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1272.35 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Infine si riportano le verifiche a taglio relative alle pareti laterali.



Massime Sollecitazioni di taglio pareti laterali -  $V_{Ed,max} = 800.14 \text{ kN /m}$

Il massimo valore della sollecitazione di taglio é pari a:

$$V_{Ed,max} = 800.14 \text{ kN /m.}$$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature costituite da n. 5ø14 mm /m con passo s=25 cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 800 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 770 \text{ mm}^2 \text{ (5}\phi 14\text{)}$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta:  $V_{Rsd} = 867.41 \text{ kN /m}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 800 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v = 0.5$$

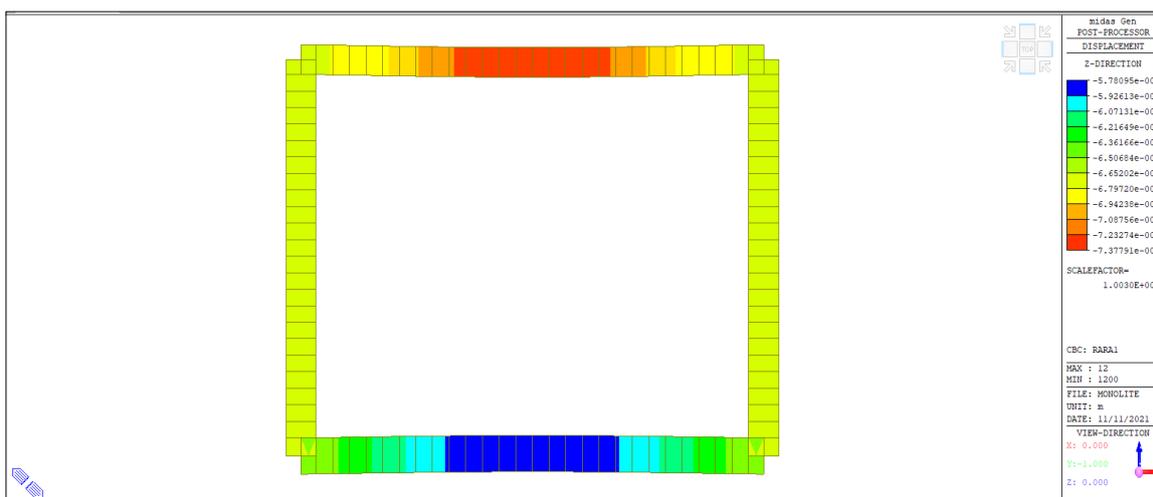
$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta:  $V_{Rcd} = 2856.00 \text{ kN /m}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 867.41 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

### 10.3 Verifiche di deformabilità

In riferimento alla combinazione di carico di SLE caratteristica, che è quella che determina le massime inflessioni, nella figura seguente si riporta la deformata totale della struttura.



Cedimenti Assoluti  
 $z_{\max} = 73.78 \text{ mm}$

Da evidenziare che i cedimenti ottenuti dal calcolo sono quelli totali corrispondenti alla compressione del terreno di fondazione ad opera della totalità dei carichi agenti.

Tali cedimenti sono tuttavia da depurare della parte dovuta al peso proprio della struttura (39.35 mm) che si sviluppa durante la costruzione e che si annulla al termine della infissione del monolite nel rilevato stradale. Il cedimento netto, ad opera dei sovraccarichi permanenti e dei sovraccarichi stradali risulta quindi dell'ordine di circa 35 mm e pertanto ritenuto pienamente ammissibile.

#### Inflessione della soletta:

I valori assoluti di cedimento dei nodi caratteristici della soletta di copertura sono i seguenti:

- appoggi:  $z_1 = 65.39 \text{ mm}$
- asse:  $z_2 = 73.78 \text{ mm}$

L'inflessione della soletta é pertanto pari a:

$$\delta_d = 73.78 - 65.39 = 8.39 \text{ mm}$$

L'inflessione ammissibile può essere assunta pari a (§ 4.2.4.2):

$$C_d = L/250 = 52.0 \text{ mm}$$

risulta pertanto  $\delta_d \leq C_d \rightarrow \text{ok!}$

Inflessione della platea di fondazione:

I valori assoluti di cedimento dei nodi caratteristici della platea di fondazione sono i seguenti:

appoggi:  $z_1 = 65.06 \text{ mm}$

asse:  $z_2 = 57.81 \text{ mm}$

L'inflessione della platea é pertanto pari a:

$$\delta_d = 65.06 - 57.81 = 7.25 \text{ mm}$$

L'inflessione ammissibile può essere assunta pari a (§ 4.2.4.2):

$$C_d = L/250 = 52.0 \text{ mm}$$

risulta pertanto  $\delta_d \leq C_d \rightarrow \text{ok!}$

## 11. Verifiche in fase di spinta del monolite

### 11.1 Calcolo della spinta massima ai martinetti

Il calcolo della spinta massima da assegnare allo scatolare per la sua infissione viene effettuato in riferimento alla posizione finale dello stesso, al termine della fase di spinta, per la quale si hanno sicuramente le massime reazioni di attrito lungo lo sviluppo.

Le tensioni di aderenza terreno-struttura, agenti sulle pareti laterali, sono determinate in regime di spinta "a riposo" ( $k_0$ ), adottando un coefficiente di spinta  $k_0=0.43$ , mentre le tensioni di aderenza sul piano di fondazione sono calcolate con riferimento all'angolo di attrito del terreno ( $\phi=35^\circ$ ).

In relazione alle caratteristiche geometriche dello scatolare ed alla sua posizione rispetto al piano stradale, le tensioni normali agenti sulle pareti laterali sono quelle già evidenziate in precedenza:

in sommità (profondità  $z = 2.75$  m):  $\sigma_{n1} = 23.18$  kPa  
 alla base (profondità  $z = 15.75$  m):  $\sigma_{n2} = 127.36$  kPa

La tensione normale media sulle superfici laterali risulta pertanto pari a:  

$$\sigma_{nm} = 75.27$$
 kPa.

La corrispondente tensione tangenziale media di attrito è quindi pari a:

$$\tau_a = \sigma_{nm} \cdot \operatorname{tg} \delta = 75.27 \cdot \operatorname{tg}(23.33^\circ) = 32.47$$
 kPa

(calcolata con un angolo di attrito al contatto tra terreno e scatolare  $\delta = 2/3 \phi$ ).

A tale tensione tangenziale media sulle pareti laterali corrisponde una resistenza complessiva di attrito pari a:

Parete DX:  $A = 367$  m<sup>2</sup>  $R_{aL,DX} = 11920$  kN  
 Parete SX:  $A = 536$  m<sup>2</sup>  $R_{aL,SX} = 17400$  kN

Sul piano di base dello scatolare, si calcola inoltre ( $\phi=35^\circ$ ;  $\delta=23.33^\circ$ ):

- p.p. scatolare = 41270 kN

- Resistenza di attrito:  $R_{aB} = 41270$  kN  $\cdot \operatorname{tg} 23.33^\circ = 17800$  kN

La resistenza totale è data dalla somma di quella alla base e quella delle due pareti laterali:

$$R_a = 11920 + 17400 + 17800 = 47120 \text{ kN}$$

## 11.2 Verifica della resistenza passiva

Nel presente capitolo si verificherà che la resistenza passiva offerta dalla parete di contrasto in c.a., le cui caratteristiche geometriche sono rilevabili sugli elaborati grafici relativi, sia sufficientemente elevata da contrastare, con adeguato fattore di sicurezza, la spinta complessiva applicata mediante i martinetti.

Per il calcolo della reazione passiva massima attribuibile al terreno presente a tergo dell'opera di contrasto, viste le condizioni di provvisorietà delle azioni, si è utilizzato il valore dell'angolo di attrito "caratteristico" del terreno pari a 35°. A tale angolo di attrito corrisponde un coefficiente di reazione passiva pari a:  $k_p \approx 8.50$ .

La parete si sviluppa verticalmente tra le profondità di 2.50 m e 14.50 m rispetto alla superficie del terreno retrostante; pertanto si determinano le seguenti resistenze passive in termini di tensioni "efficaci":

in sommità (profondità  $z = 2.50$  m):  $\sigma_{p1} = 2.50 \cdot 11.0 \text{ kN/m}^3 \cdot 8.50 = 233.75 \text{ kPa}$   
 alla base (profondità  $z = 6.50$  m):  $\sigma_{p2} = 14.50 \cdot 11.0 \text{ kN/m}^3 \cdot 8.50 = 1355.75 \text{ kPa}$

Resistenza passiva unitaria:

$$r_p = (1/2) \cdot (\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) \cdot H = (1/2) \cdot (233.75 + 1355.75) \cdot 12.00 \text{ m} = 9537 \text{ kN/m}$$

Essendo la lunghezza totale della parete pari a 11.0 m, si ricava quindi una resistenza passiva totale pari a:

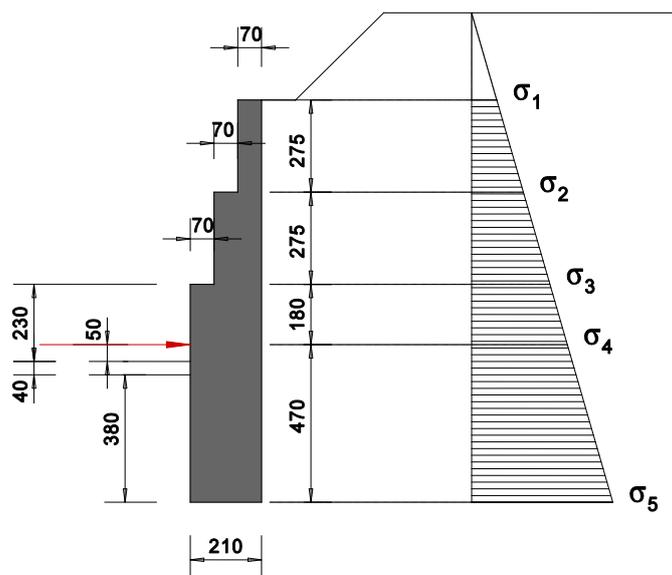
$$R_p = 9537 \text{ kN/m} \cdot 11.0 \text{ m} = 104907 \text{ kN}$$

Tale resistenza risulta superiore alla spinta complessiva applicata dai martinetti con un fattore di sicurezza di:

$$F_s = 104907 / 47120 = \mathbf{2.23}$$

### 11.3 Verifiche strutturali della parete in c.a.

Con riferimento alle sezioni caratteristiche maggiormente sollecitate della parete di contrasto in c.a., rappresentata nella figura seguente, vengono nel seguito riportate le principali verifiche di resistenza.



Le tensioni massime agenti a tergo della parete, per l'equilibrio, sono quelle "mobilitate" dalla spinta applicata che, come visto in precedenza, é inferiore alla massima reazione passiva con un fattore di sicurezza pari a 2.23. Le tensioni effettive agenti a tergo sono pertanto anch'esse inferiori dello stesso rapporto rispetto alle massime resistenze passive:

$$\sigma_1 = \sigma_{p1} / 2.23 = 233.75 / 2.23 = 104.82 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = 220.12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 335.43 \text{ kPa}$$

$$\sigma_4 = 410.90 \text{ kPa}$$

$$\sigma_5 = \sigma_{p2} / 2.23 = 1355.75 / 2.23 = 607.96 \text{ kPa}$$

Lungo l'elevazione della parete si calcolano quindi le seguenti sollecitazioni agenti (per metro di sviluppo):

Sezione	z (m)	V <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)
1	2.75	446.79	541.68
2	5.50	1210.69	2748.06
3	7.30	2401.26	5511.45

z = quota della sezione rispetto alla testa del muro

Per le sezioni in oggetto, in via semplificata e cautelativa, il calcolo del momento resistente viene fatto considerando la sola armatura al lembo teso, mediante l'espressione seguente:

$$M_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

con: d = altezza utile della sezione (mm);  
 A<sub>s</sub> = armatura al lembo teso (mm<sup>2</sup>);  
 f<sub>yd</sub> = resistenza di calcolo dell'armatura (N/mm<sup>2</sup>).

Nella tabella seguente sono riportate le suddette determinazioni e le relative verifiche

Sezione	z (m)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	M <sub>Rd</sub> (kNm)	verifica
1	2.75	541.68	649.76	ok
2	5.50	2748.06	3232.25	ok
3	7.30	5511.45	7459.04	ok

La resistenza a taglio viene determinata in funzione delle specifiche armature predisposte ed é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

Per la sezione maggiormente sollecitata, posta in corrispondenza del punto di applicazione della spinta dei martinetti (sez. n. 3), per l'assorbimento della sollecitazione di taglio é prevista l'adozione di specifiche armature costituite da n. 5 $\phi$ 24 mm /m con passo s=25 cm.

si determina quindi:

Resistenza a "taglio-trazione":

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 2262 \text{ mm}^2 \text{ (5}\phi\text{24)}$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rsd} = 6372.79 \text{ kN /m}$$

Resistenza a "taglio-compressione":

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rcd} = 6375.00 \text{ kN /m}$$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 6372.79 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

## 12. Conclusioni

La presente relazione é stata redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale”.

Nella presente relazione si sono riportate le principali analisi di calcolo e verifiche strutturali relative al monolite a spinta previsto nell'ambito dei lavori di costruzione della galleria artificiale sud allo sbocco della galleria Fornaci I.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive ai sensi della normativa vigente.