

**S.S. 16 "ADRIATICA"
TRONCO BARI - MOLA**

Lavori di realizzazione di una variante alla S.S.16 "Adriatica" nel tratto compreso tra Bari e Mola con adozione della sezione stradale B del D.M. 05/11/2001.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA26

R.T.I. di PROGETTAZIONE:



I PROGETTISTI: Ing. Andrea Polli Ordine degli Ingegneri Roma N°A19540	INTEGRATORE DEI SERVIZI: Ing. Andrea Polli Ordine degli Ingegneri Roma N°A19540
IL RESPONSABILE DEL S.I.A.: Dott. Andrea Pili Ordine degli Architetti PPC della provincia di Venezia N°3854	
IL GEOLOGO: Dott. Geol. Lorenzo Verzani Ordine dei Geologi della Lombardia N°1234	
IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Marco Meneguzzer Ordine degli Ingegneri della Prov. di Trento N°1483	
ARCHEOLOGIA: Dott.ssa Frida Occelli Archeologa 1° fascia con abilitazione archeologia preventiva, elenco MIC n. 1.277	
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO : Ing. Maria Francesca Marranchelli	



OPERE D'ARTE MAGGIORI: GALLERIE ARTIFICIALI OPERE IMBOCCO
GENERALE

Relazione di Calcolo | Predimensionamento Gallerie Artificiali (Copertura trincea ferroviaria)

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LV. PROG.	ANNO	P00GA00STRE02C		
STBA00026	D	21	CODICE ELAB.	P00GA00STRRE02	C
C	EMISSIONE PD	Marzo 2023	Ing. D'Ettore	Ing. Fernandez	Ing. Polli
B	-				
A	EMISSIONE PFTE PER CSLLPP	Luglio 2021	Ing. V. Vitucci	Arch. R. Sanseverino	Ing. A. Sanchrigo
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Riferimenti Normativi	7
2.2	Software impiegati	7
2.3	Elaborati di progetto	7
3	CRITERI DI PROGETTO	9
3.1	Verifiche agli stati limite	9
3.1.1	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	11
3.1.2	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	11
3.2	Verifica SLU (Opere provvisoriale)	11
3.2.1	<i>Verifica a flessione</i>	12
3.2.2	<i>Verifica a taglio</i>	12
3.3	Verifica SLE (Opera provvisoriale)	13
3.4	Coefficienti parziali	13
3.4.1	<i>Coefficienti parziali per le azioni</i>	13
3.4.2	<i>Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali strutturali</i>	13
3.4.3	<i>Coefficienti parziali dei materiali geotecnici</i>	14
4	MATERIALI	15
4.1	Proprietà meccaniche Calcestruzzi	15
4.2	Proprietà meccaniche barre di armatura	17
4.3	Palancola	18
4.4	Classi di esposizione e copriferri	18
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	19
5.1	Costante di sottofondo	19
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
7	MODELLAZIONE STRUTTURALE GALLERIA GA05	22
7.1	Fasi costruttive	24
7.2	Analisi dei carichi	25
7.2.1	<i>Pesi propri strutturali (g1)</i>	26
7.2.2	<i>Sovraccarichi permanenti portati (g2)</i>	26
7.2.3	<i>Sovraccarichi permanenti (g3)</i>	26
7.2.4	<i>Azioni variabili da traffico (q1)</i>	28
7.2.5	<i>Azioni variabili di frenamento o di accelerazione (q3)</i>	29
7.2.6	<i>Azioni variabili: spinte da sovraccarico mobile (g3)</i>	29
7.2.7	<i>Azione sismica</i>	30
7.3	Combinazioni di carico	33
8	RISULTATI GALLERIA GA05	34
8.1	STATO LIMITE ULTIMO	34

8.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	40
8.2.1	Combinazione Quasi Permanenti	40
8.2.2	Combinazione Frequente	42
8.2.3	Combinazione Rara	44
8.3	STATO LIMITE SISMICO	46
9	VERIFICHE STRUTTURALI GALLERIA GA05	49
9.1	PRESSOFLESSIONE	49
9.2	TAGLIO	51
9.3	INCIDENZA ARMATURE	52
10	VERIFICHE GEOTECNICHE GALLERIA GA05	53
10.1	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	54
11	VERIFICA OPERE PROVVISORIALI GA05	58
12	GALLERIE GA06 E GA07	62
12.1	INCIDENZA ARMATURE	62
13	MURI D'ALA	63

1 PREMESSA

Il presente documento riguarda l'intervento sul tratto della S.S. 16 Adriatica che si sviluppa tra i Comuni di Bari e Mola di Bari, in particolare, dell'analisi strutturale dell'opera codificata con il nome GA05 da realizzarsi tra le progressive chilometriche 2+435.28 / 2+523.97. Saranno inoltre prese in considerazione anche le opere GA06 e GA07, che presentano caratteristiche analoghe alla GA05.

Le strutture verranno realizzate con fondazioni e piedritti gettati in opera e soletta di copertura costituita da travi prefabbricate in c.a. ordinario e getto collaborante.

Le sue peculiari dimensioni geometriche per ogni galleria sono riassunte di seguito:

Tabella 1: Dimensioni geometriche dei manufatti

WBS	PROGR. INI	PROGR. FIN	L	B	H	Th,s	Th,p	Th,f	B,f	Hr
			m	m	m	m	m	m	m	m
GA05	2+435.28	2+523.97	117.5	22.10	12.03	2.25	1.80	1.80	6.0	2.70
GA06	Linea esistente RFI		70	17.04	9.45	2.25	1.80	1.80	6.0	1.50
GA07	Linea esistente RFI		35	17.04	9.45	2.25	1.80	1.80	6.0	1.50

- L Lunghezza complessiva stimata dell'opera
- B Larghezza netta interna dell'opera
- H Altezza dell'opera dallo spiccato delle fondazioni
- Th,s Spessore soletta superiore
- Th,p Spessore piedritti
- Th,f Spessore fondazione
- B,f Larghezza fondazioni
- Hr Altezza media del terreno di ricoprimento da estradosso impalcato



Figura 1– Inquadramento planimetrico e posizione lungo la linea GA05

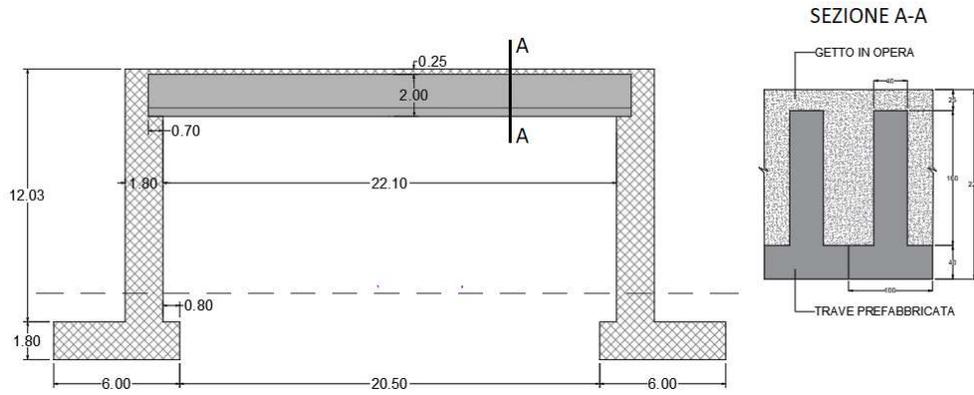


Figura 2– Sezione trasversale – GA05

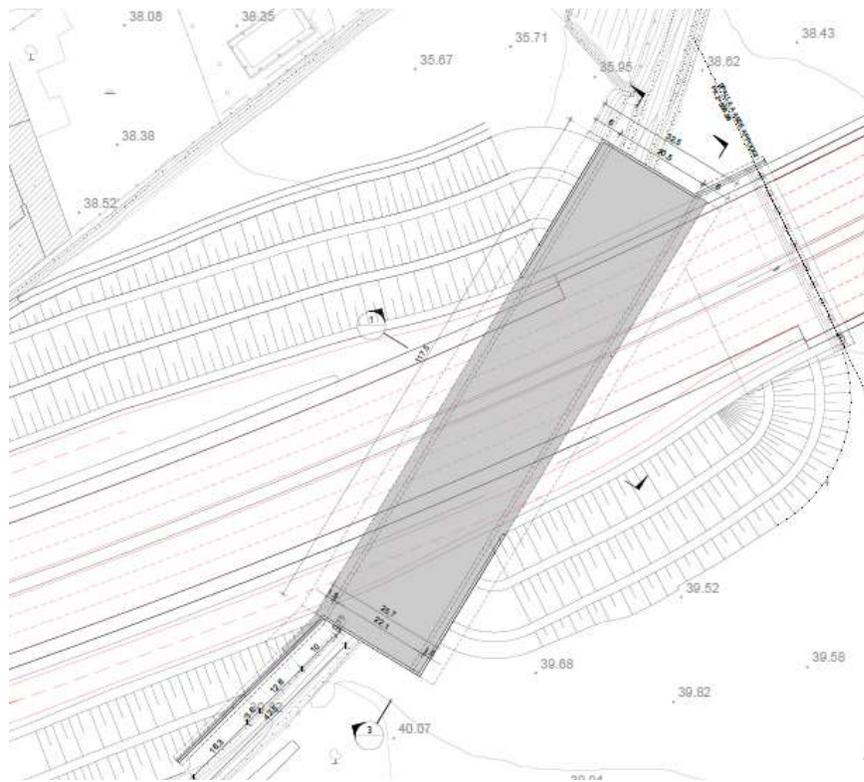


Figura 3– Planimetria – GA05

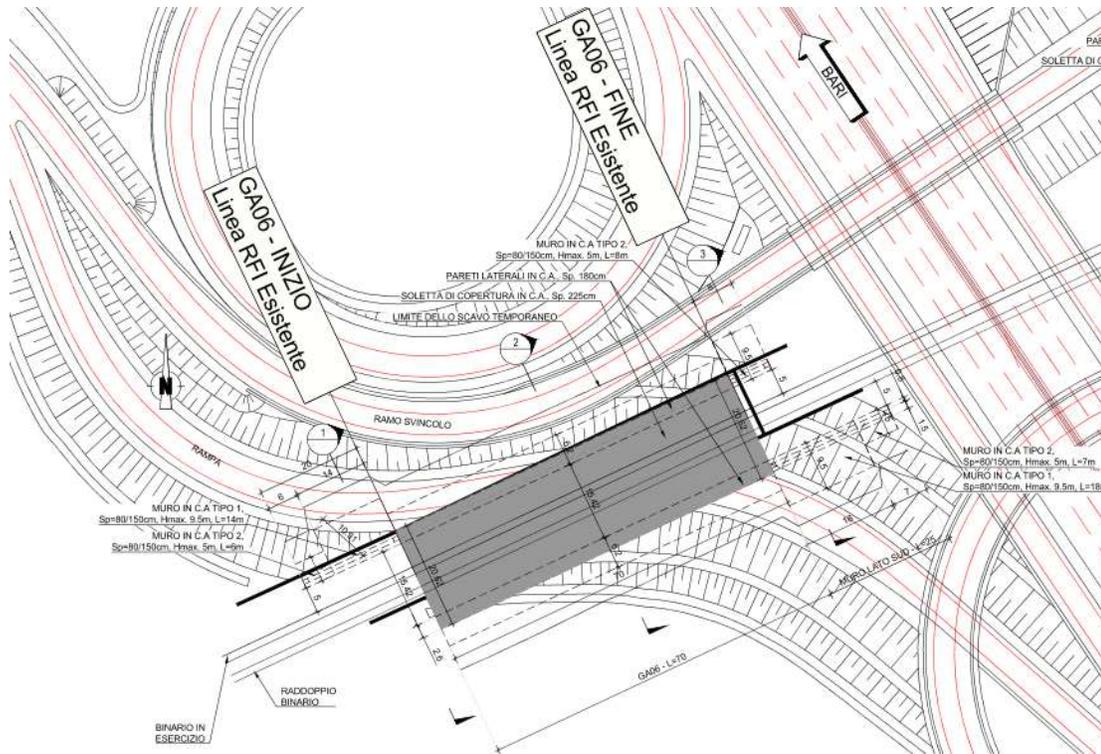


Figura 4– Planimetria – GA06

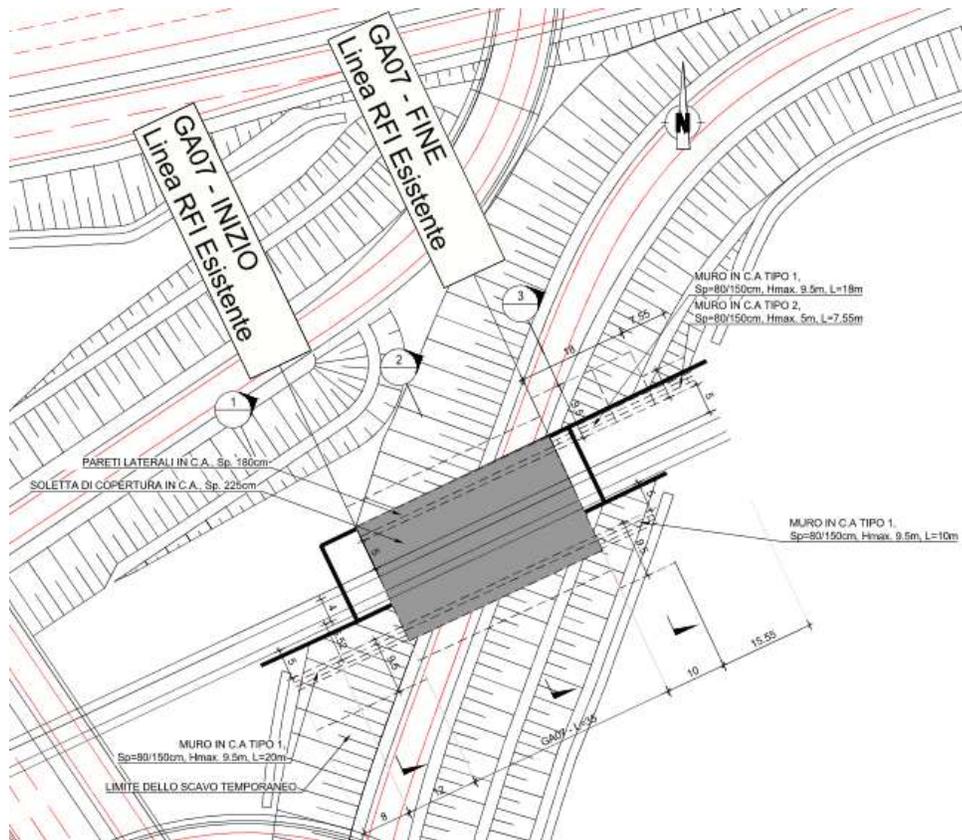


Figura 5– Planimetria – GA07

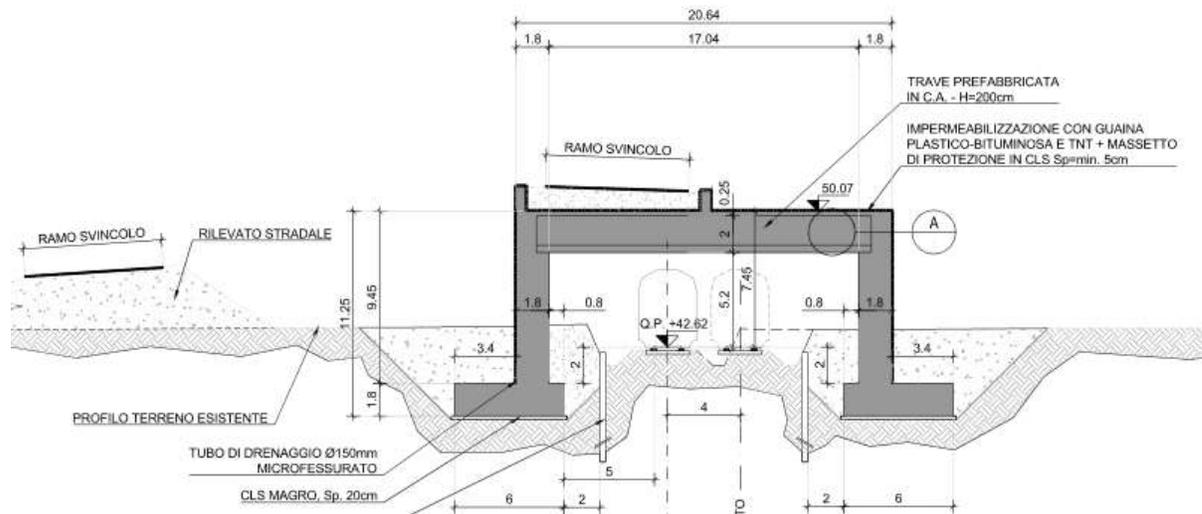


Figura 6– Sezione trasversale – GA06 e GA07

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Riferimenti Normativi

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Legge 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Rif. [2] Legge 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Rif. [3] Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [4] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n.17 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- Rif. [5] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.2 Software impiegati

Per la redazione del Progetto sono stati impiegati i seguenti softwares di calcolo:

- SAP2000 Ultimate: Versione 21.0.2 Computers and Structures, Inc.
- RC-SEC: Versione 2020.2.0.829 Geostru

2.3 Elaborati di progetto

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

ELABORATO	TITOLO
T00.GE00.GEO.RE.04	Relazione geologica
T00.GE00.GEO.RE.06	Relazione geotecnica generale
T00.SG00.GEN.RE.01	Relazione sismica

GA05

P00.GA05.STR.PL.01	Planimetria generale
P00.GA05.STR.DI.01	Prospetti e sezioni trasversali tipo

GA06

P00.GA06.STR.PL.01	Planimetria generale
P00.GA06.STR.DI.01	Prospetti e sezioni trasversali tipo

GA07

P00.GA07.STR.PL.01	Planimetria generale
P00.GA07.STR.DI.01	Prospetti e sezioni trasversali tipo

3 CRITERI DI PROGETTO

3.1 Verifiche agli stati limite

La valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere viene effettuata con riferimento alle azioni a cui questa può essere sottoposta durante la vita nominale. La norma stabilisce che la struttura debba essere verificata per differenti stati limite, definiti come le condizioni che, una volta superate, non consentono più alla struttura di rispettare le esigenze per la quale è stata progettata.

Gli stati limite presi in considerazione per l'opera in oggetto saranno i seguenti:

- SLE - Stato limite di esercizio:
 - o SLE di tipo geotecnico - cedimenti
 - o SLE di tipo strutturale
- SLU - Stato limite ultimo:
 - o SLU di tipo Geotecnico (GEO)
 - o SLU di tipo Strutturale (STR)

Le verifiche agli stati limite vengono condotte impiegando differenti combinazioni delle azioni in riferimento allo stato limite considerato.

Combinazione fondamentale per SLU

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Per gli stati limite ultimi è stata adottata la seguente combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

dove:

- G₁ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_{gr}, \gamma_{qr}, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Combinazioni per SLE

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state verificate le opere sono ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

Rara (SLE irreversibili)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Frequente (SLE reversibili)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Quasi permanente (effetti di lungo termine)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{11} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Tali verifiche vengono effettuate secondo l'approccio semiprobabilistico in cui si distinguono i valori caratteristici, stabiliti su base statistica, di azioni, materiali, e dati geometrici, da quelli di progetto. I valori di progetto sono ottenuti applicando opportuni coefficienti parziali, i quali includono tutti gli aspetti legati all'aspetto probabilistico.

Per gli stati limite ultimi la valutazione della sicurezza è effettuata confrontando la resistenza di

progetto R_d con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche.

La verifica della sicurezza è quindi espressa dalla relazione:

$$R_d \geq E_d$$

Per gli stati limite di esercizio la capacità di garantire le prestazioni richieste è verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascuna funzionalità C_d , con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d secondo la relazione:

$$C_d \geq E_d$$

3.1.1 Stati limite di esercizio (SLE)

Lo stato limite di esercizio è definito come la condizione superata la quale la struttura non risulta più in grado di assolvere al compito per la quale è stata progettata. Rispetto all'opera oggetto della presente relazione trattandosi di opera provvisoria verranno valutate le sole deformazioni della struttura e del terreno a monte della stessa.

3.1.2 Stati limite ultimi (SLU)

Lo stato limite ultimo è definito come la condizione superata la quale la struttura non risulta più in grado di sopportare i carichi per la quale è stata progettata. Tale situazione può essere determinata da differenti fattori tra i quali: il raggiungimento della massima capacità di resistenza strutturale, spostamenti o deformazioni eccessive, raggiungimento di meccanismi di collasso dei terreni, ecc.

Riguardo l'opera in oggetto, lo stato limite ultimo considerato è di tipo strutturale (STR) sull'opera e di tipo geotecnico (GEO) sulla capacità portante del terreno di fondazione. La verifica verrà pertanto eseguita considerando la combinazione fondamentale dei carichi esposta in precedenza e si verificherà che le resistenze di progetto R_d risultino superiori alle sollecitazioni di calcolo E_d .

Per la progettazione di tipo geotecnico le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi si effettuano adottando l'approccio 2.

- Verifiche geotecniche (GEO) – Approccio 2 (A1+M1+R3)

3.2 Verifica SLU (Opere provvisoriale)

Per quanto riguarda le opere provvisoriale, viste le modalità esecutive ed il contesto idro-geologico e geotecnico nel quale è inserita, lo stato limite ultimo considerato è di tipo strutturale (STR) sull'opera provvisoriale e di tipo geotecnico (GEO) per la stabilità dello scavo. La verifica verrà pertanto eseguita considerando la combinazione fondamentale dei carichi esposta in precedenza e si verificherà che le resistenze di progetto R_d risultino superiori alle sollecitazioni di calcolo E_d .

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi si effettuano adottando due possibili approcci fra di loro alternativi.

In accordo alla normativa di riferimento (NTC18), le verifiche dell'opera sono state effettuate secondo l'Approccio 1:

- Verifiche strutturali (STR) - Combinazione 1 (DA1-C1): A1+M1+R1
- Verifiche geotecniche (GEO) - Combinazione 2 (DA1-C2): A2+M2+R1

Per la verifica strutturale della palanca, occorre anzitutto definire la classe della sezione in accordo alla tabella 5-1 contenuta nell'EC3-5, riportata di seguito.

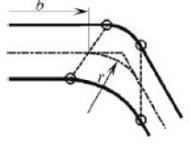
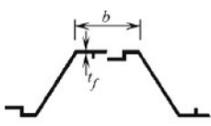
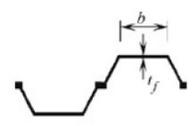
Classification	Z-profile	U-profile				
						
Class 1	- the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out					
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$				
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$				
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]					
	e					
	240	270	320	355	390	430
	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74

Figura 7 – Classificazione della sezione trasversale (Tab. 5-1, EC3-5)

3.2.1 Verifica a flessione

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Ove:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \beta_B$$

(per sezioni di classe 1-2)

Con:

$\beta_B = 1$ (per profili AZ);

f_{yk} resistenza a snervamento;

γ_{M0} coefficiente di parzializzazione dell'acciaio;

W_{pl} modulo di resistenza plastico.

3.2.2 Verifica a taglio

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Ove:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

Con:

A_v area resistente a taglio;

f_{yk} resistenza a snervamento;

γ_{M0} coefficiente di parzializzazione dell'acciaio.

3.3 Verifica SLE (Opera provvisoria)

Per quanto concerne le opere di sostegno provvisorie, nella presente relazione, verranno valutate le sole deformazioni della struttura e del terreno a monte della stessa.

-

3.4 Coefficienti parziali

Le Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17/01/18 definiscono i valori dei coefficienti parziali da attribuire ai carichi nominali, ai materiali geotecnici e alle resistenze. Essi consentono di tenere in conto tutte le aleatorietà ed incertezze.

3.4.1 Coefficienti parziali per le azioni

I coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche sono definiti in accordo alla tabella 2.6.I delle NTC18, riportata di seguito.

Tabella 2 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}, γ_{G3}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali G_2	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Azioni variabili da traffico	Favorevoli	γ_{q1}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Azioni variabili	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30

3.4.2 Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali strutturali

I coefficienti parziali sulle resistenze dei materiali tengono in conto le incertezze relative alla determinazione di dette resistenze. I coefficienti sono assunti come segue:

Tabella 3 Coefficienti parziali per i materiali strutturali.

	Coefficiente γ_s	
Acciaio ad aderenza migliorata	γ_s	1.15
Calcestruzzo	γ_c	1.50

3.4.3 Coefficienti parziali dei materiali geotecnici

I coefficienti parziali dei materiali geotecnici sono definiti in accordo alle tabelle 6.2.II e 6.4.I delle NTC18, riportata di seguito.

Tabella 4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1.00	1.00

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante	2.3
Scorrimento	1.1

Il valore di progetto, relativo ad un materiale geotecnico, è quindi determinato applicando al valore caratteristico il relativo coefficiente parziale di sicurezza.

4 MATERIALI

Nella tabella seguente si riportano in sintesi le classi dei materiali impiegati per l'analisi strutturale:

ELEMENTO	CALCESTRUZZO
Magrone	C12/5
Fondazioni	C28/35
Spalle	C28/35
Impalcato (travi e soletta)	C32/40
ELEMENTO	ACCIAIO IN BARRE A.M.
Tutti	B450C

Le specifiche tecniche dei materiali sopra descritti sono riportate di seguito.

4.1 Proprietà meccaniche Calcestruzzi

- CALCESTRUZZO C12/15

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg:	$R_{ck} =$	12	N/mm ²
Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg:	$f_{ck} =$	15	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	23	N/mm ²

- CALCESTRUZZO C28/35

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg:	$R_{ck} =$	35	N/mm ²
Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg:	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	36	N/mm ²
Resistenza a trazione assiale:	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05} = 0,70 * f_{ctm} =$	1,94	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.20 * f_{ctm} =$	3,32	N/mm ²
	$f_{cfk,0,05} = 0.70 * f_{cfm} =$	2,32	N/mm ²

<u>Verifiche agli SLU:</u>	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c =$	15,86	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione diretta	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c =$	1,29	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{ctd,f} = 1,20 * f_{ctd} =$	1,54	N/mm ²
Modulo di Young secante:	$E_{cm} = 22 * [f_{cm}/10]^{0,3} =$	32308	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale:	$G_{cm} = E / [2(1+\nu)] =$	13461	N/mm ²
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione lineare:	$\alpha =$	0,000010	°C ⁻¹
Tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo:	$\eta =$	1,00	
	$f_{bd} = 2,25 * f_{ctk} * \eta / \gamma_c =$	2,91	N/mm ²

Verifiche tensioni agli SLE:

Combinazioni Quasi Permanenti	$\sigma_{cmax,QP} = 0,45 * f_{ck} =$	12,60	N/mm ²
Combinazioni Caratteristiche	$\sigma_{cmax,R} = 0,60 * f_{ck} =$	16,80	N/mm ²

- CALCESTRUZZO C32/40

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg:	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg:	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40	N/mm ²
Resistenza a trazione assiale:	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3,02	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05} = 0,70 * f_{ctm} =$	2,12	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.20 * f_{ctm} =$	3,63	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05} = 0.70 * f_{cfm} =$	2,54	N/mm ²

<u>Verifiche agli SLU:</u>	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c =$	18,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione diretta	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c =$	1,41	N/mm ²

Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{ctd,f} = 1,20 * f_{ctd} =$	1,69	N/mm ²
Modulo di Young secante:	$E_{cm} = 22 * [f_{cm}/10]^{0,3} =$	33346	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale:	$G_{cm} = E / [2(1+\nu)] =$	13894	N/mm ²
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione lineare:	$\alpha =$	0,000010	°C ⁻¹
Tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo:	$\eta =$	1,00	
	$f_{bd} = 2,25 * f_{ctk} * \eta / \gamma_c =$	3,18	N/mm ²

Verifiche tensioni agli SLE:

Combinazioni Quasi Permanenti	$\sigma_{cmax,QP} = 0,45 * f_{ck} =$	19,20	N/mm ²
Combinazioni Caratteristiche	$\sigma_{cmax,R} = 0,60 * f_{ck} =$	14,40	N/mm ²

4.2 Proprietà meccaniche barre di armatura

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Fattore di sovraresistenza	$K = f_{tk}/f_{yk} =$	1,20	N/mm ²

Verifiche agli SLU:

Allungamento a rottura	$\epsilon_{uk} =$	7,50	%
	$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	6,75	%
Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo allo SLU:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,3	N/mm ²
Modulo di elasticità:	$E_f =$	210000	N/mm ²

Verifiche tensioni agli SLE:

Combinazioni Caratteristiche	$\sigma_{smax} = 0,80 * f_{yk} =$	360,0	N/mm ²
------------------------------	-----------------------------------	-------	-------------------

4.3 Palanca

Per la realizzazione degli scavi per la galleria GA05 sono utilizzate delle palancole che avranno profilo Tipo AZ 18, realizzato in acciaio S 240 GP con le seguenti caratteristiche:

		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	240	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	340	N/mm ²
Fattore di sicurezza parziale a SLU	$\gamma_c =$	1.05	-
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	229	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	200000	MPa

4.4 Classi di esposizione e copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura. I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n.617 del 02-02-09 redatta dal legislatore per una Vita Nominale di 50 anni

Tabella 5 Classi di esposizione per le diversi parti della struttura e copriferri.

Elemento	Classe CLS	Classe di Esp.ne	Ambiente	Diam.Max Aggregati	Max a/c	Min Cemento	Copriferro
				mm		[kg/mc]	[mm]
Fondazioni	C28/35	XC2-XA1	Molto aggressivo	32	0.55	320	50
Spalle	C28/35	XC2	aggressivo	32	0.60	300	40
Impalcato	C32/40	XC2-XD1	aggressivo	25	0.55	320	35

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'inquadramento geologico dell'area in oggetto e la definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento, è descritto nella relazione geologica T00.GE00.GEO.RE.04 ed in quella geotecnica T00.GE00.GEO.RE.07.

Dall'esame di quanto riportato nella relazione geotecnica di riferimento e in relazione alle progressive in esame, le unità intercettate dalle opere sono state definite attraverso i seguenti parametri di progetto:

Tabella 6: Parametrizzazione geotecnica di progetto (GA-05)

Unità	Da (m s.l.m)	A (m s.l.m)	c (kPa)	Φ (°)	γ (kN/m ³)	E0 (MPa)
Tv	0.00	0.90	0	35	19-20	175-400
Gra Alt	0.90	11.00	0-5	30-32	17.5-20	200-500

L'opera non è interessata da falda acquifera.

5.1 Costante di sottofondo

Per la determinazione della costante di sottofondo si fa riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo (Bowles):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot m \cdot I_S \cdot I_F$$

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento. Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, sulla scorta del valore di progetto di E attribuito allo strato di fondazione

E _s	v	B'	m	I _S	I _F	Kw
kN/m ²	-	m	-	-	-	kN/m ³
50 000	0.25	6.0/2	4	0.5	0.78	11389

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato dal D.M. 14 Gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

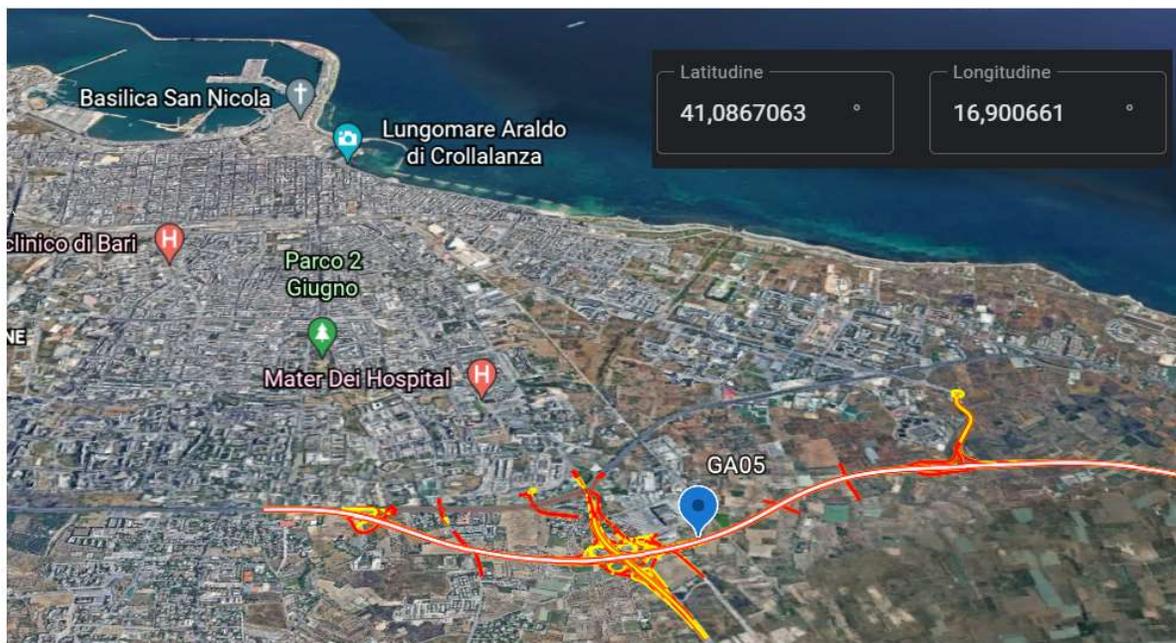


Figura 8– Posizione GA05 sul tracciato

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $VN = 50$ anni.

Per la definizione della Classe d'Uso si assume l'opera appartenente alla **Classe IV** (*Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001...*) a cui, per lo Stato Limite di Vita (SLV), è associato un coefficiente d'uso pari a $Cu = 2$.

Il prodotto dei due parametri precedenti danno luogo, come noto, al Periodo di Riferimento:

$$Vr = 2 * 50 = 100 \text{ anni.}$$

La Categoria di Sottosuolo è valutata in Relazione Geotecnica secondo le prescrizioni del punto 3.2.2 del DM 17.01.18. Dal documento si evince che l'opera in esame appartiene al **Sottosuolo tipo B**.

Per la Topografia si assume: **Categoria Topografica T1**, coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1$

Da quanto sopra si ricavano gli spettri elastici del sito:

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

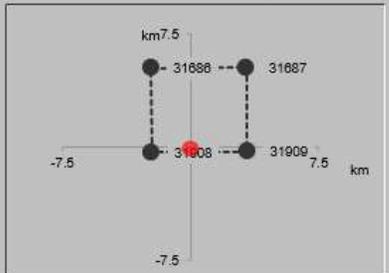
Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.033	2.434	0.297
SLD	101	0.040	2.536	0.347
SLV	949	0.084	2.726	0.548
SLC	1950	0.107	2.770	0.567

Figura 9– Parametri sismici sito GA05

7 MODELLAZIONE STRUTTURALE GALLERIA GA05

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera viene realizzato per mezzo di un solutore agli elementi finiti, il SAP2000 versione 21, attraverso la modellazione di telai piani composti da elementi lineari (Frame). Il modello implementato per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni schematizza una fascia di larghezza unitaria della struttura attraverso la linea d'asse degli elementi strutturali.

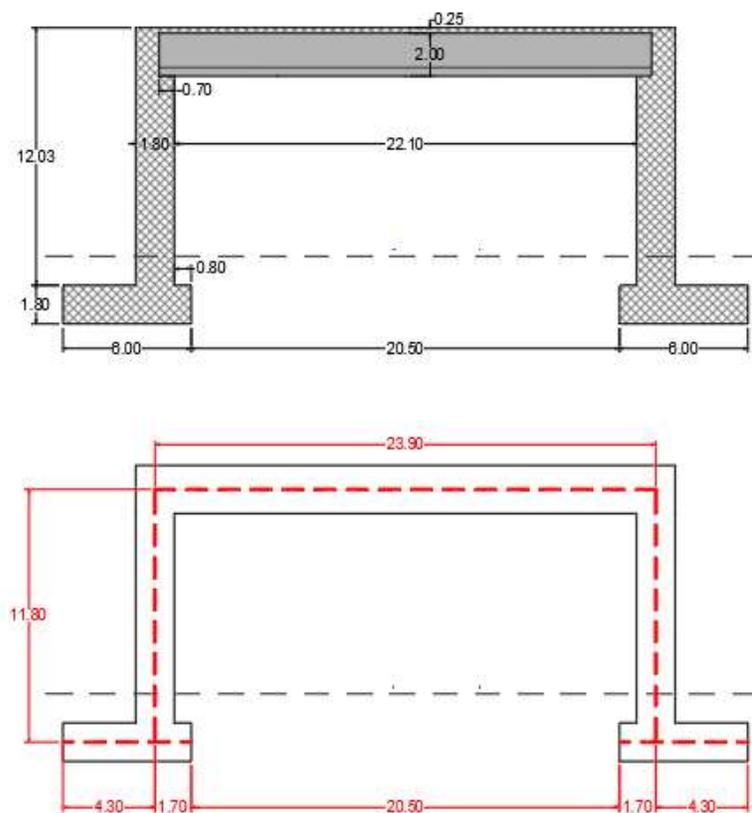


Figura 10– Sezione trasversale

La figura e la tabella che seguono mostrano la numerazione dei nodi/elementi e le corrispondenze tra la lettura degli assi locali degli elementi frame e il sistema di coordinate globali scelto.

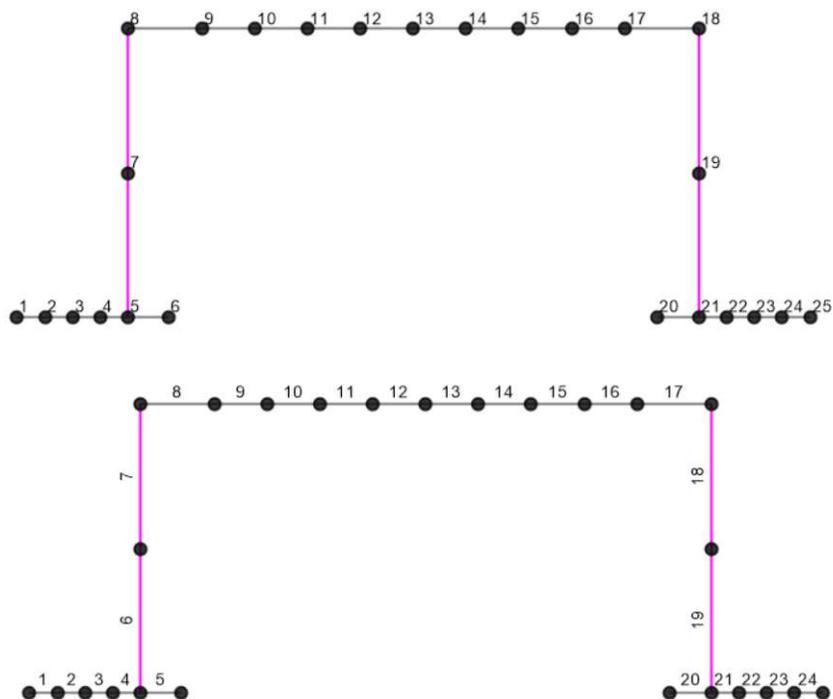


Figura 11– SAP2000_ numerazione nodi / aste

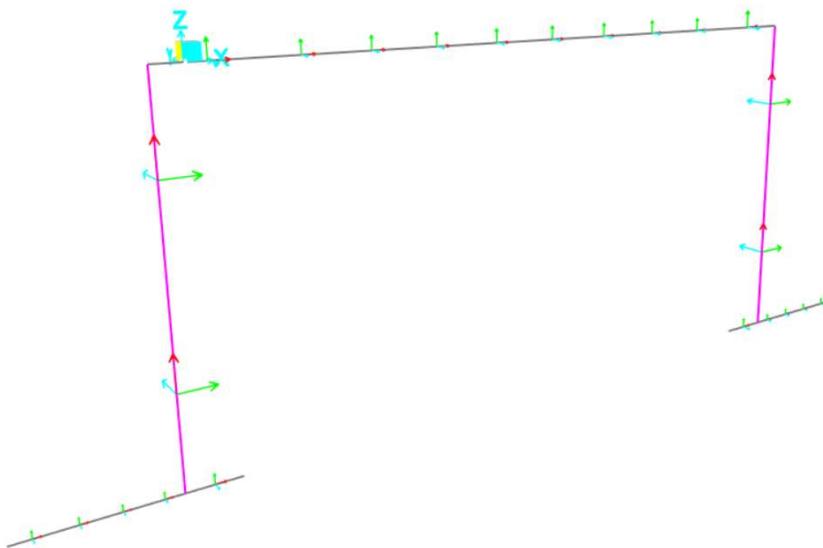


Figura 12– SAP2000_ Assi di riferimento

Tabella 7 Corrispondenza degli elementi tra sistema Globale e Locale

Asse locale	Colore	Travi impalcato	Piedritto SX	Piedritto DX	Fondazioni
1	Rosso	X	Z	Z	X
2	Verde	Z	X	X	Z
3	Ciano	Y	Y	Y	Y
<i>M>0</i>	<i>Fibre Tese</i>	<i>Inferiori/interne</i>	<i>Esterne</i>	<i>Interne</i>	<i>Superiori/interne</i>

La reazione verticale del terreno di fondazione è stata affidata al comportamento elastico non-lineare (reagente solo a compressione) di un letto di molle alla Winkler uniformemente distribuite la cui costante di sottofondo kw è stata valutata nei capitoli precedenti. La reazione orizzontale del terreno di fondazione (attrito terreno-superficie cls) viene simulata con un vincolo fisso orizzontale.

7.1 Fasi costruttive

L'analisi della struttura viene condotta tenendo in considerazione le fasi costruttive dell'opera attraverso un'analisi di tipo "Construction stages". In particolare, si considerano le seguenti fasi:

- Stage 1: Peso proprio struttura+ peso calcestruzzo fresco su travi. In questa fase le travi prefabbricate a T rovescio appoggiano sui piedritti laterali e lavorano in semplice appoggio sui piedritti. Il getto di completamento di seconda fase viene considerato come un sovraccarico inerte.
- Stage 2: Il getto di completamento di seconda fase matura. Cambiano le proprietà di rigidezza della trave prefabbricata che si trasforma in una sezione composta trave+soletta e cambia la condizione di vincolo, passando da semplice appoggio ad incastro con i piedritti. In questo stage non si hanno variazioni di carico ma solo di rigidezza e schema statico.
- Stage 3: Vengono rinterrati i piedritti. Sui piedritti viene applicata la spinta statica del terreno e sulla fondazione viene applicato il peso del terreno sovrastante.
- Stage 4: Viene costruito il rilevato stradale. Sulle travi di impalcato viene applicato il peso del rilevato.

A partire dallo stage 4 verranno applicate le successive condizioni di carico (traffico, sisma, ecc.)

Load Case Data - Staged Construction Staged Construction

Load Case Name: 05-CS-SLSQP Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Staged Construction Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments
1	0.	Yes		GETTO TRAVE
1	0.	Yes		GETTO TRAVE
2	0.	Yes		
3	0.	Yes		
4	0.	Yes		

Expand Stage Definition

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Show Stages: Show Stages In Tree View...

Data For Stage 1 (0. days; Output: No Label; GETTO TRAVE)

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	FONDAZIONE	0.			
Add Structure	Group	FONDAZIONE	0.			
Add Structure	Group	MURI	0.			
Add Structure	Group	TRAVE T 1° FASE	0.			
Change Modifiers	Group	TRAVE T 1° FASE		Frame	MOD.T	

Figura 13- SAP2000_ Definizione delle fasi costruttive

7.2 Analisi dei carichi

L'Analisi dei Carichi viene svolta secondo le geometrie riportate nelle figure precedenti e considerando una larghezza unitaria. Per la galleria sono state considerate le condizioni di carico elementari riportate in Tabella seguente.

Tabella 8 Condizioni di carico elementari

Condizione di Carico	Descrizione
G1	Peso proprio
G2	Sovraccarichi Permanenti
G3	Spinta delle Terre
Q1	Sovraccarichi Mobili
Q3	Avviamento e Frenatura
SH	Sisma Orizzontale
SV	Sisma Verticale

Di seguito si valutano in dettaglio le intensità delle singole condizioni di carico.

7.2.1 Pesì propri strutturali (g1)

Il peso proprio della struttura è determinato in funzione delle sue dimensioni geometriche e del peso specifico del materiale e viene calcolato in automatico dal programma di calcolo.

7.2.2 Sovraccarichi permanenti portati (g2)

Il sovraccarico permanente agente sull'impalcato è costituito dal peso del rilevato stradale di spessore medio pari a 2.70m. Assumendo un peso specifico pari a $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ si ha:

$$q = 2.70 \times 20 = 54 \text{ KN/m}$$

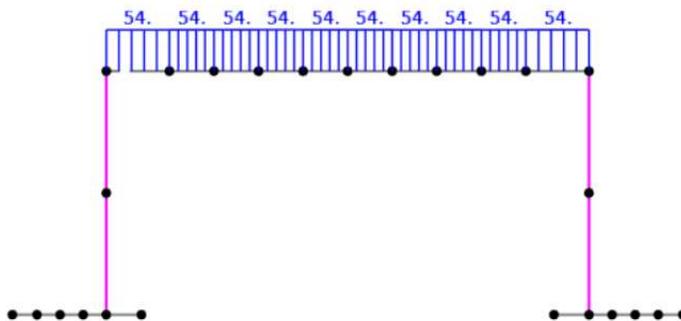


Figura 14– SAP2000_ Sovraccarico permanente portato g2 sull'impalcato.

7.2.3 Sovraccarichi permanenti (g3)

Il sovraccarico permanente dovuto alla spinta del terreno sui piedritti viene valutato in condizioni di spinta a riposo.

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\varnothing = 30^\circ$$

$$K_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 30 = 0.50$$

$$q_1 = \gamma \times h_{\text{rilev}} \times K_0 = 20 \times 3.83 \times 0.5 = 38.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = q_1 + \gamma \times h_{\text{piedritt.}} \times K_0 = 38.3 + 20 \times 11.8 \times 0.5 = 156.3 \text{ KN/m}^2$$

Il sovraccarico permanente agente sulle fondazioni vale:

$$p = \gamma \times (h_{\text{rilev}} + h_{\text{piedritt.}}) = 20 \times 15.63 = 312.6 \text{ KN/m}^2$$

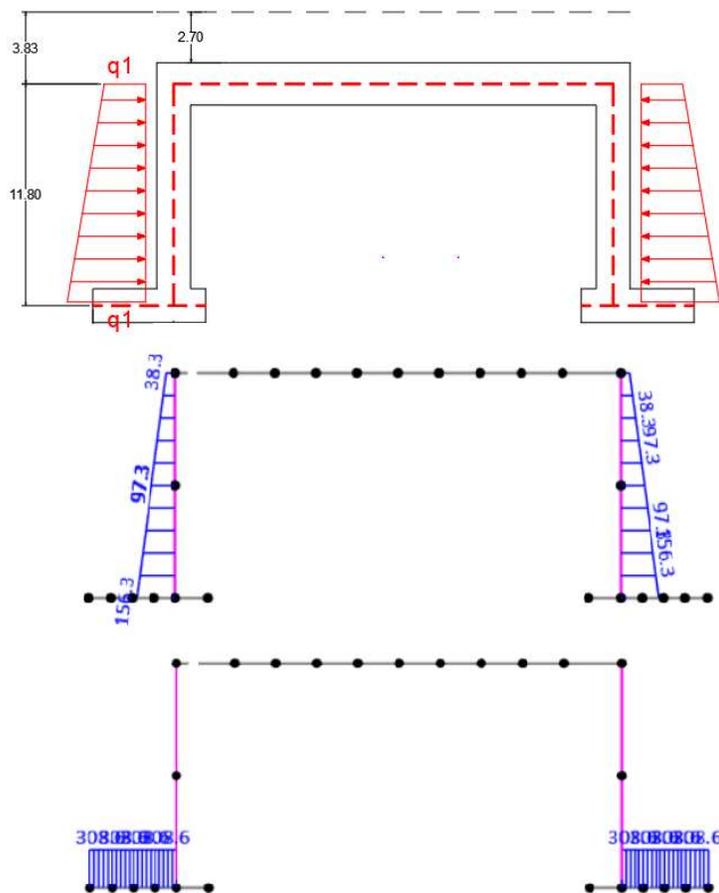


Figura 15– SAP2000_ Sovraccarico permanente portato g_3 su piedritti e fondazioni

7.2.4 Azioni variabili da traffico (q1)

Per la determinazione dei carichi da traffico si è fatto riferimento agli schemi di carico stabiliti al punto 5.1.3.3.5 del DM 17/01/2018 di cui nel seguito:

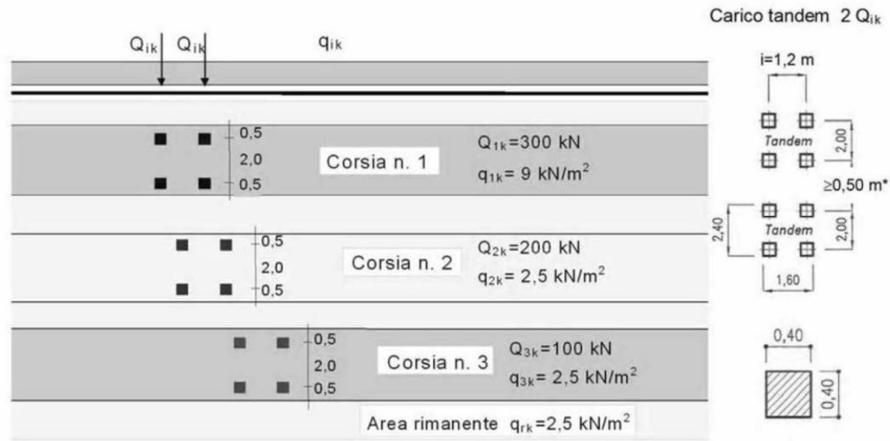


Figura 16 – Sovraccarico variabile da traffico

Al fine della determinazione delle massime azioni si considera la corsia n.1 costituita da una colonna di carichi costituita da un automezzo convenzionale dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno (Q_{1k} di 300kN), distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m ed un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito. Studiano una fascia di larghezza 1,00m ed essendo la corsia larga 3,0m, il carico tandem verrà diviso per 3. Si considereranno quindi 2 assi caricati con 100 KN ed un carico uniformemente distribuito di 9 kN/m². Si considerano 2 posizioni del carico tandem, una per massimizzare il momento ed una per massimizzare il taglio.

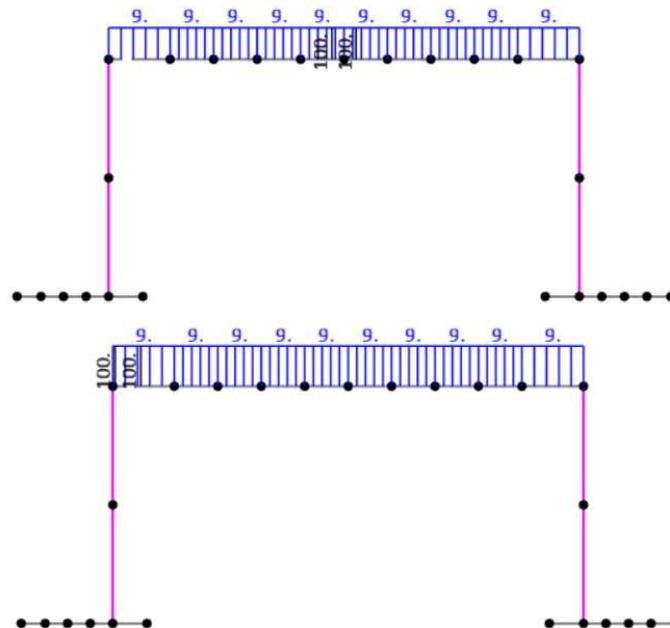


Figura 17– SAP2000_ Sovraccarico variabile da traffico

7.2.5 Azioni variabili di frenamento o di accelerazione (q3)

L'azione di frenamento/accelerazione viene applicata sul traverso superiore ed è valutata tramite la seguente relazione:

$$180 \text{ KN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ KN}$$

$$q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 100) + 0.10 \cdot 9 \cdot 1,00\text{m} \cdot 25.20\text{m} = 142 \text{ KN} \text{ si assume } 180 \text{ KN}$$

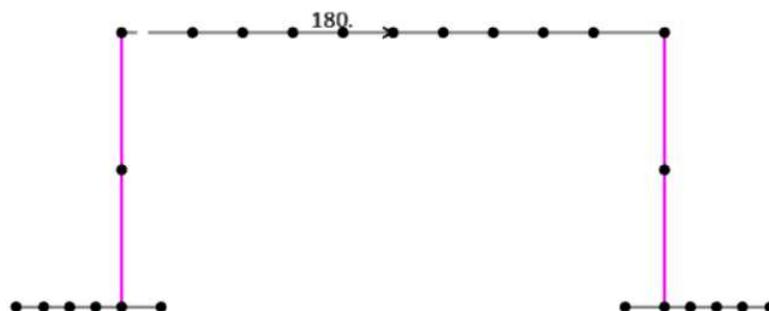


Figura 18- SAP2000_ Azione di frenamento o accelerazione.

7.2.6 Azioni variabili: spinte da sovraccarico mobile (g3)

La presenza del carico mobile a tergo dei piedritti dell'opera induce una spinta sugli stessi pari a:

$$q_h = K_o \cdot Q_v$$

$$Q_v = 2 \times 100 \text{ KN} / (1,00\text{m} \times 8.38\text{m}) = 23.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_h = 0.5 \times 23.86 = 11.93 \text{ KN/m}^2$$

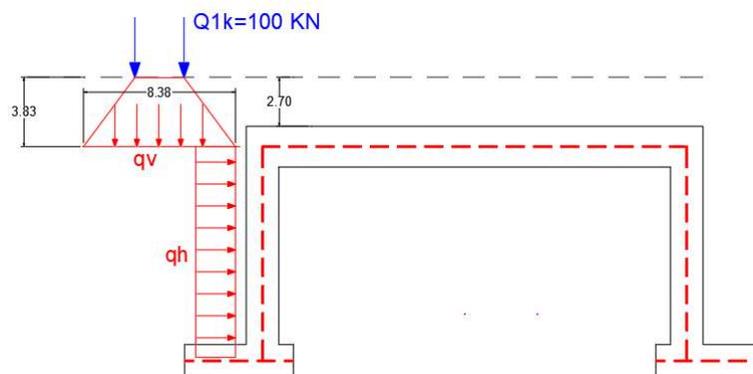


Figura 19 – Spinta da sovraccarico mobile.

7.2.7 Azione sismica

L'incremento dinamico di spinta del terreno sui piedritti in condizioni sismiche, tenuto conto che l'opera rappresenta una struttura rigida, è valutato con la formula di Wood (assumendo che essa agisca con inclinazione nulla rispetto alla normale al piedritto).

Per la simulazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse inerziali si fa riferimento al metodo pseudostatico secondo quanto previsto dalla normativa vigente, applicando cioè al peso delle masse presenti, i coefficienti sismici.

$F_h = k_h \cdot W$ azione sismica orizzontale

$F_v = k_v \cdot W$ azione sismica verticale

con:

W: Peso della massa coinvolta / intensità del carico permanente

K_h : coefficiente sismico orizzontale

K_v : coefficiente sismico verticale

Per le opere di sostegno, i coefficienti sismici K_h e K_v sono in particolare definiti al punto 7.11.6.3.1 del DM 17.01.18, risultando in particolare:

$$K_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

β = è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti (us) senza cadute di resistenza;

α = è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, ricavabile dall'abaco riportato di seguito, in funzione dell'altezza complessiva dell'opera H e del tipo di sottosuolo.

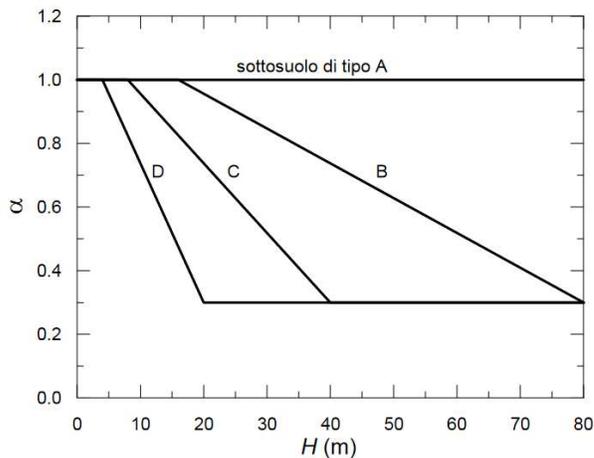


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

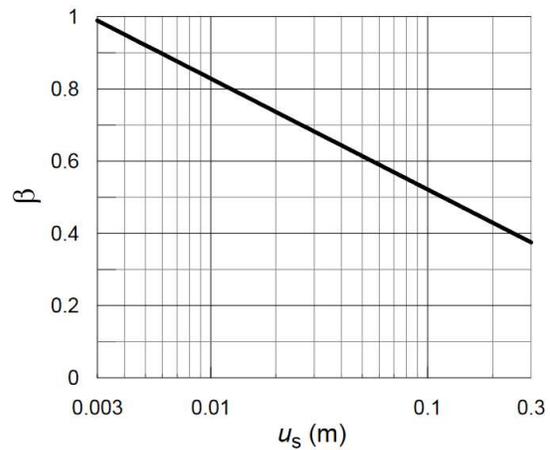


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Figura 20 – Diagrammi per la valutazione dei coefficienti α e β .

Da cui:

H	≈14m	Altezza totale dell'opera
α (H ≈14m)	1.0	Coefficiente di deformabilità (categoria di suolo tipo B)
β	1.0	Coefficiente di spostamento (*)

(*) Il coefficiente β è stato assunto con valore unitario, in quanto l'opera non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

L'accelerazione massima viene valutata con la relazione:

$$a_{\max}/g = S_s \times S_t \times a_g/g = 1.2 \times 1.00 \times 0.084 = 0.1$$

dove:

$S = S_s \cdot S_t$ = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s , assunto pari a 1.2) e dell'amplificazione topografica (S_t , assunto pari a 1).

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

L'incremento di spinta del terreno in condizioni sismiche è pari a:

$$\Delta q_{AE} = K_h \cdot \gamma_t \cdot H$$

Nel caso in esame, per quanto detto in precedenza, le forze statiche equivalenti dei piedritti, dell'impalcato e del terreno sono riassunte nelle tabelle seguenti.

Tabella 9 Azione sismica orizzontale

Elemento	$\gamma x h$	p	K_h	F_h
	kN/m	kN/m	-	kN/m
Sovr. Permanenti	-	54	0.1	5.4
Impalcato	-	56.25	0.1	5.62
Piedritto	-	45	0.1	4.5
Δq_{AE}	20x11.8	-	0.1	23.6

Tabella 10 Azione sismica verticale

Elemento	p	K_v	F_h
	kN/m	-	kN/m
Sovr. Permanenti	54	0.05	2.7
Impalcato	56.25	0.05	2.81
Piedritto	45	0.05	2.25

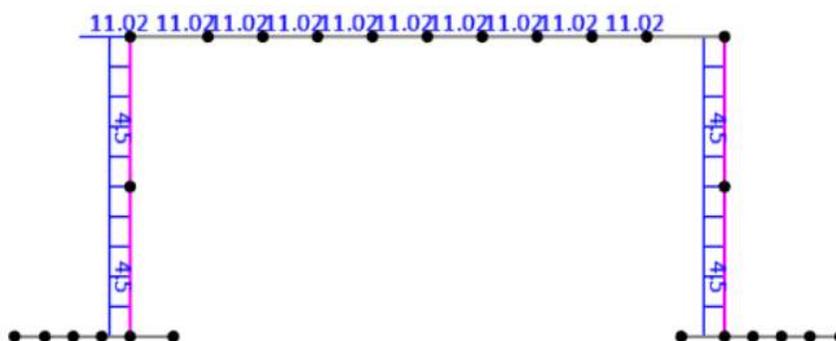


Figura 21- SAP2000_ Azioni sismiche inerziali orizzontali.

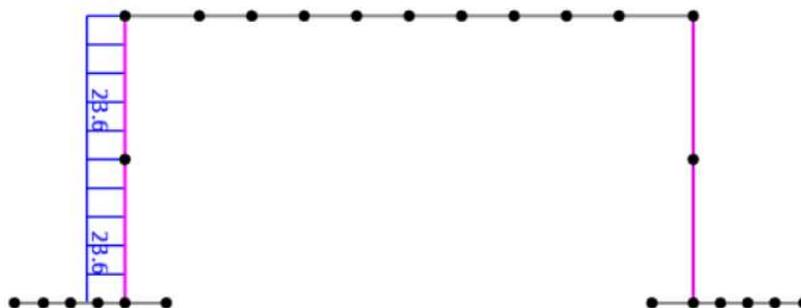


Figura 22- SAP2000_ Sovra spinta sismica Wood

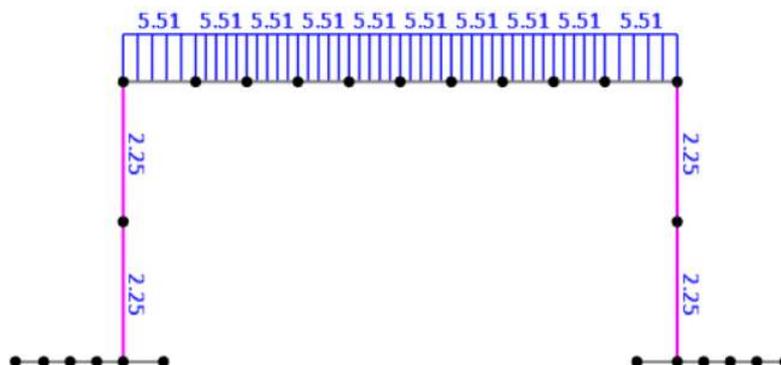


Figura 23– SAP2000_ Azioni sismiche inerziali verticali.

7.3 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni nominali descritte nei precedenti paragrafi, vanno combinate nei vari Stati Limite di verifica previsti (SLE, SLU, SIS) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC18. Di seguito si riporta la tabella delle combinazioni adottate.

Tabella 11 Combinazioni di carico

	SLU - STR			SISMA		SLS - RARA			SLS - FREQUENTE			SLS - QUASI PERMANENTE
	1	2	3	1	2	1	2	3	1	2	3	1
Peso proprio	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Rilevato su impalcato	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinta terreno su piedritti	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Peso terreno su fondazioni	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico Tandem mezzeria	0	1.35	0	0	0	0	1	0	0.75	0	0	0
Traffico Tandem appoggi	0	0	1.35	0	0	0	0	1	0	0.75	0	0
Frenatura	0	1.35	1.35	0	0	0	1	1	0	0.75	0.75	0
Spinta traffico su piedritti	0	1.35	1.35	0	0	0	1	1	0	0.75	0.75	0
Forze inerziali dir. Orizzontale	-	-	-	1	0	-	-	-	-	-	-	-
Forze inerziali dir. Verticale	-	-	-	0	1	-	-	-	-	-	-	-
Spinta Wood	-	-	-	1	0	-	-	-	-	-	-	-

8 RISULTATI GALLERIA GA05

8.1 STATO LIMITE ULTIMO

Si riportano di seguito le sollecitazioni nella fase costruttiva (stage1) nel quale le travi prefabbricate hanno sezione a T rovescio e sono soggette al loro peso proprio e quello del getto in opera non ancora maturato.

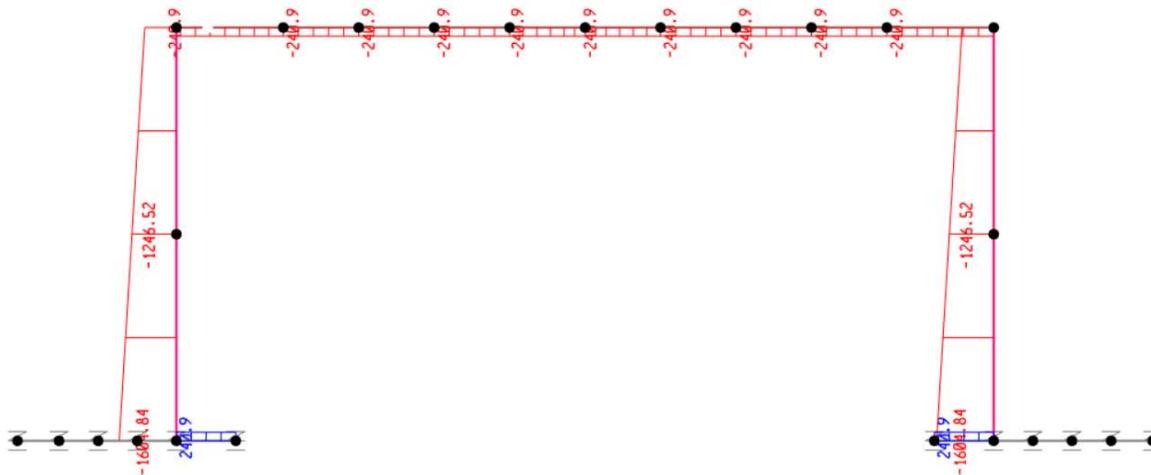


Figura 24- SAP2000_SLU-1 stage1_Azione assiale

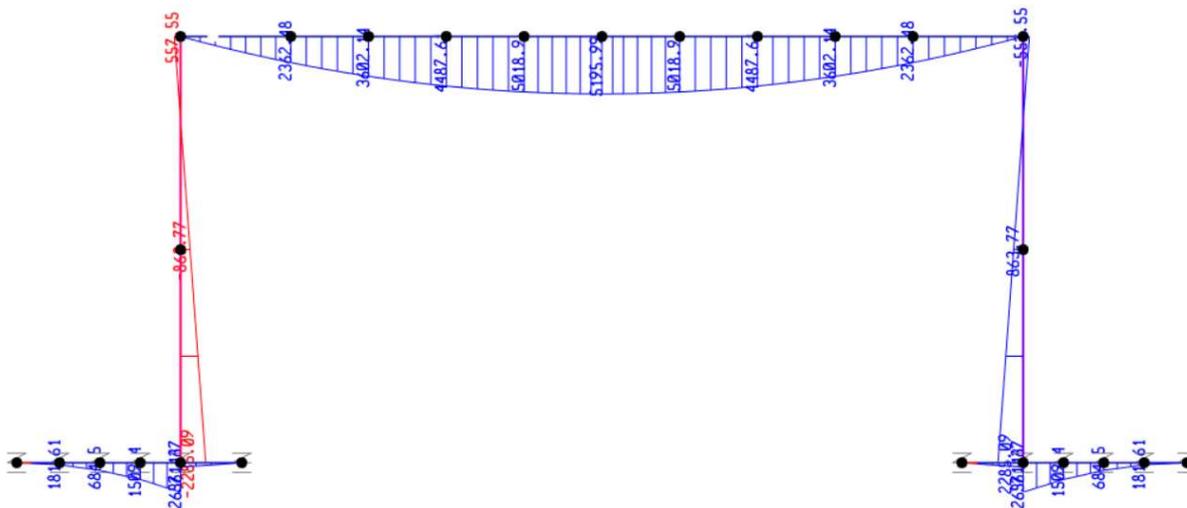


Figura 25- SAP2000_SLU-1 stage1_Momento flettente

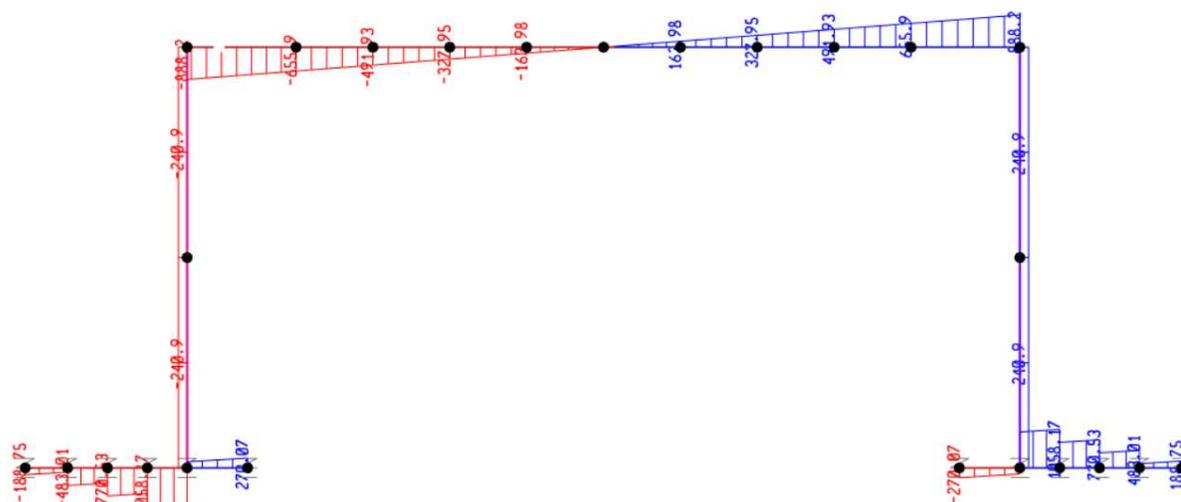


Figura 26– SAP2000_ SLU-1 stage1_ Azione di taglio

Si riportano di seguito le sollecitazioni successive allo stage 1 nelle quali le travi prefabbricate sono solidarizzate al getto in opera formando una sezione composta ad I.

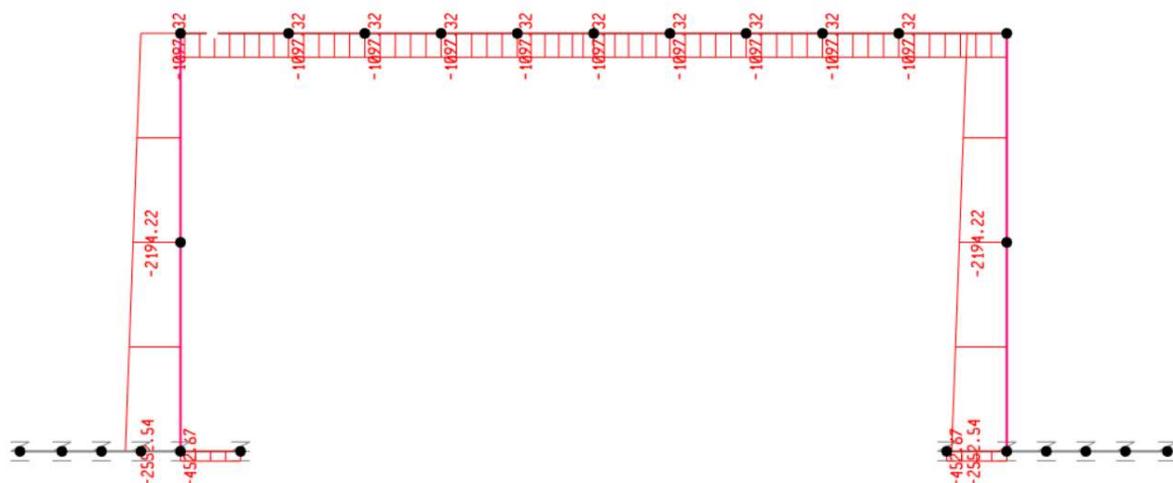


Figura 27– SAP2000_ SLU-1_ Azione assiale

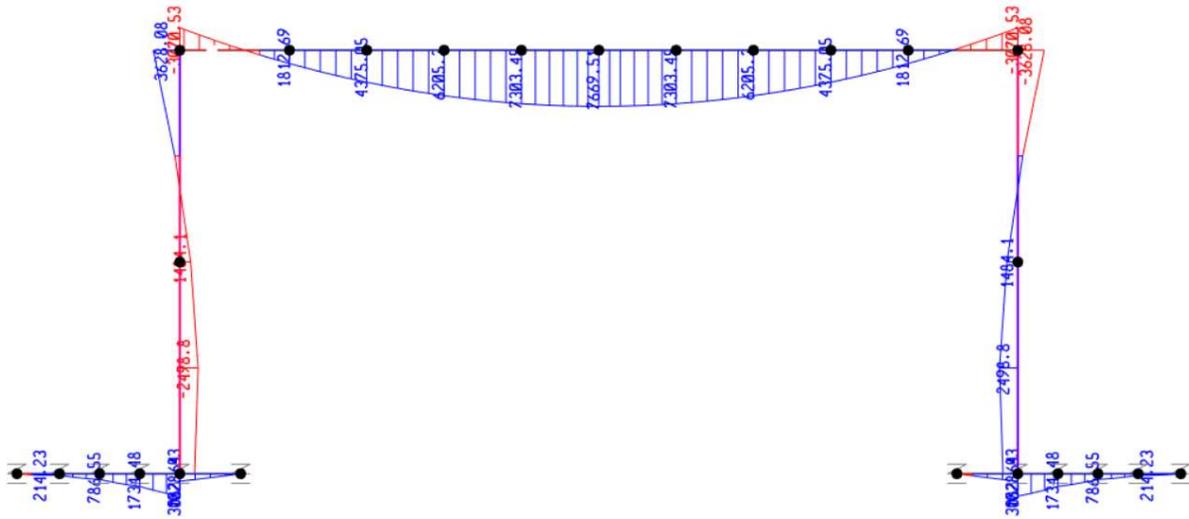


Figura 28– SAP2000_SLU-1_Momento flettente

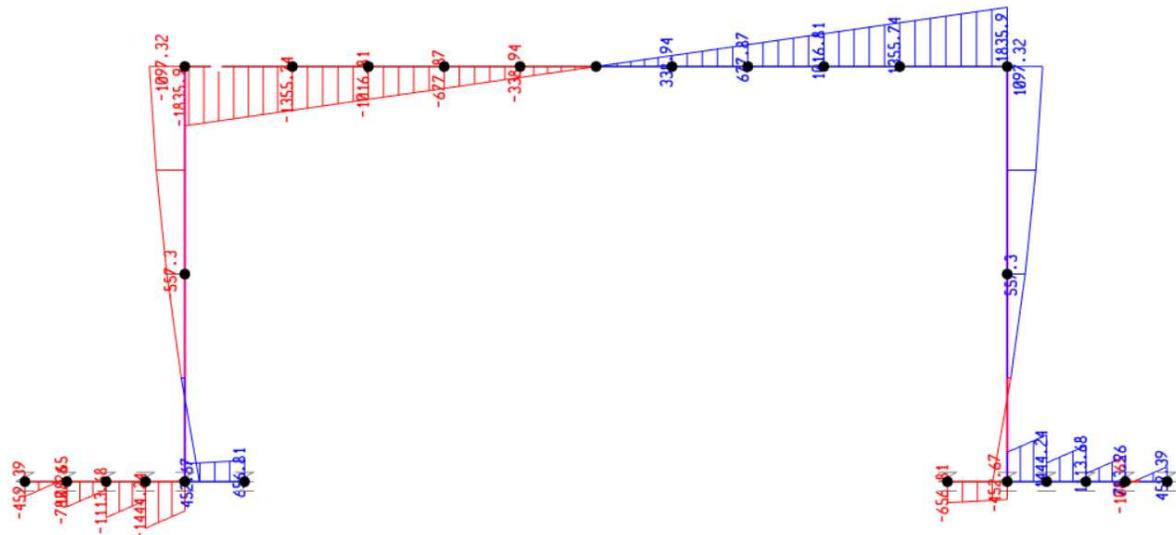


Figura 29– SAP2000_SLU-1_Azione di taglio

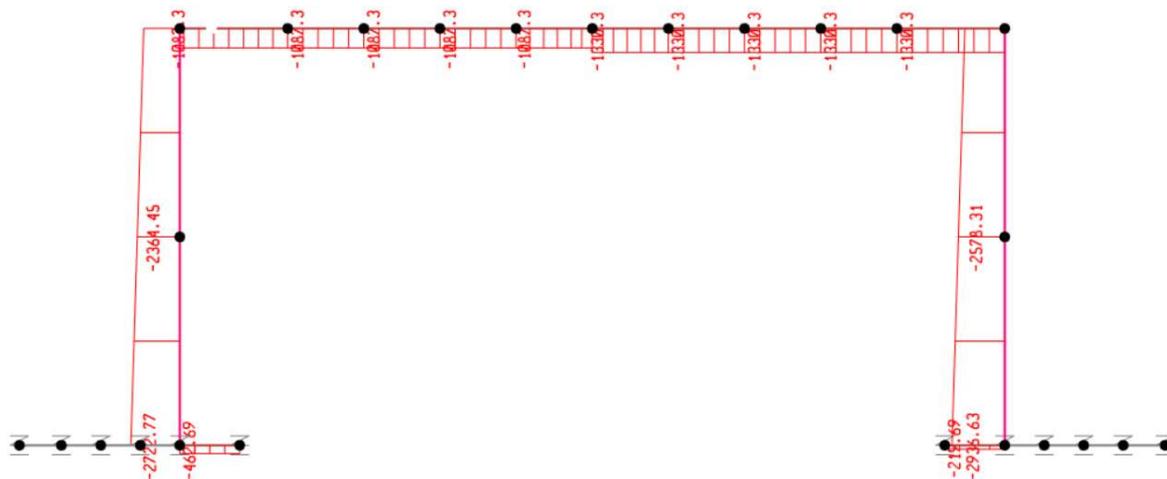


Figura 30– SAP2000_SLU-2_Azione assiale

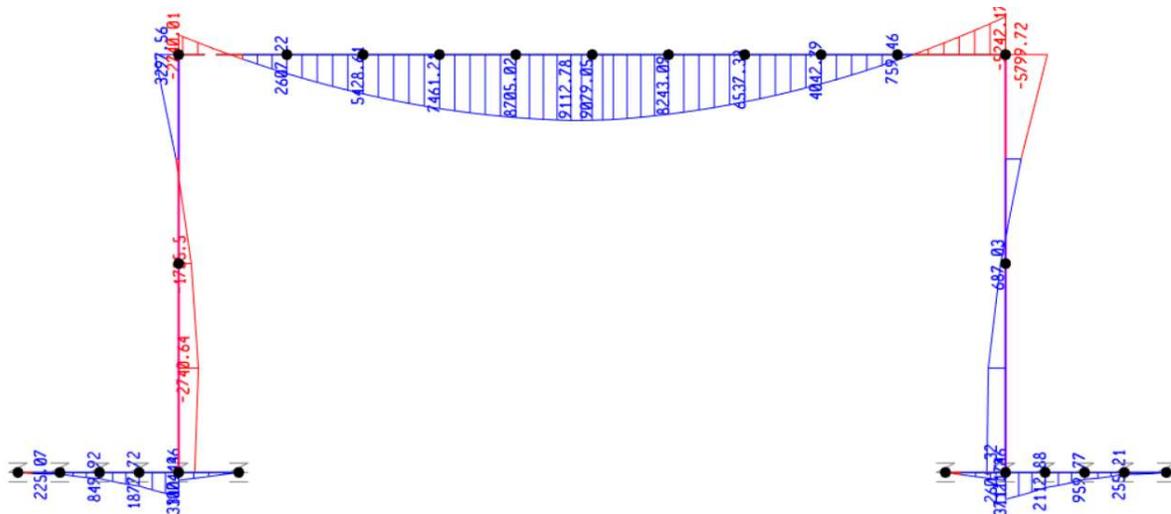


Figura 31– SAP2000_SLU-2_Momento flettente

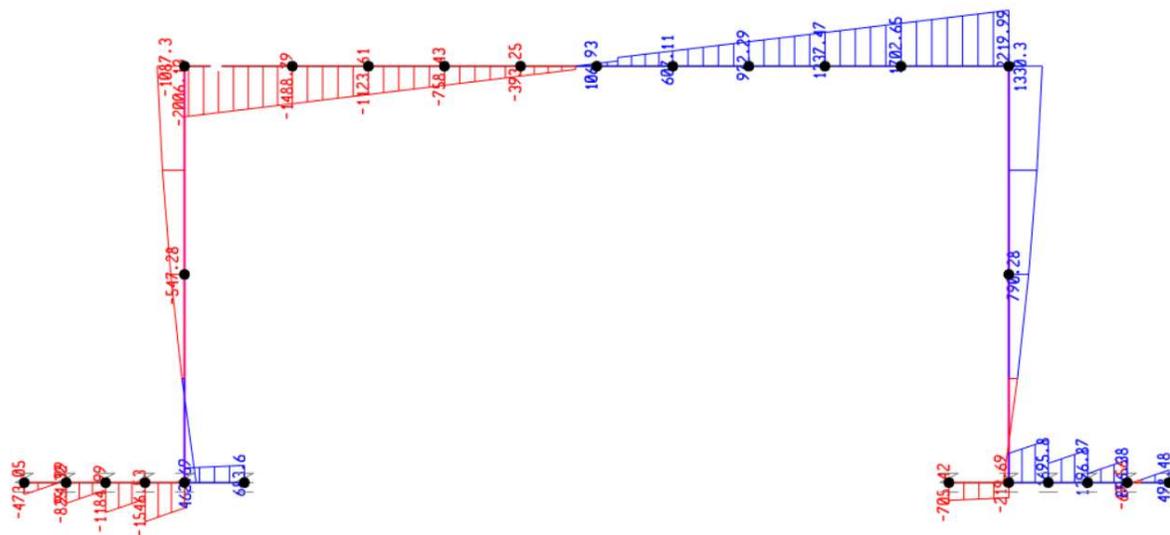


Figura 32– SAP2000_ SLU-2_ Azione di taglio

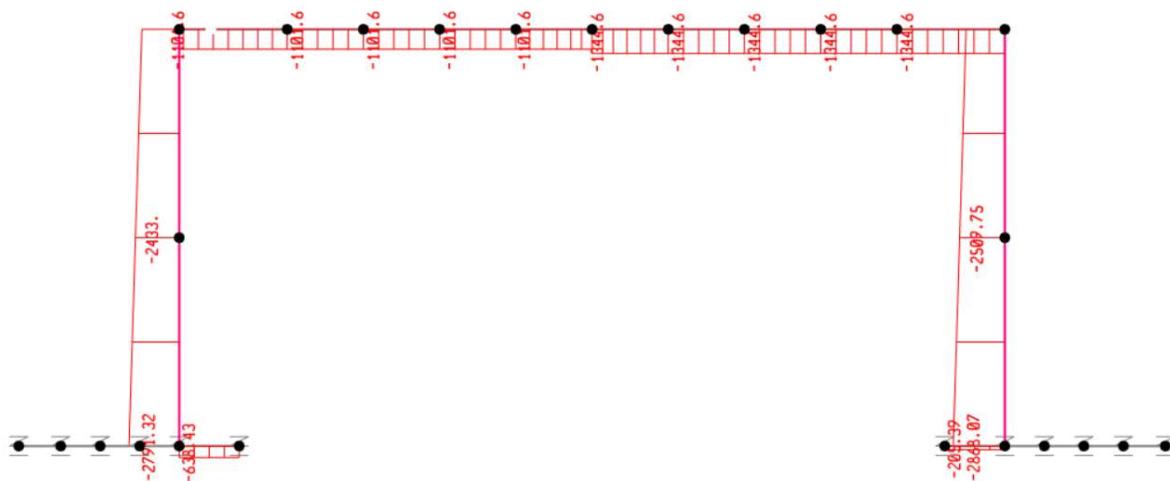


Figura 33– SAP2000_ SLU-3_ Azione assiale

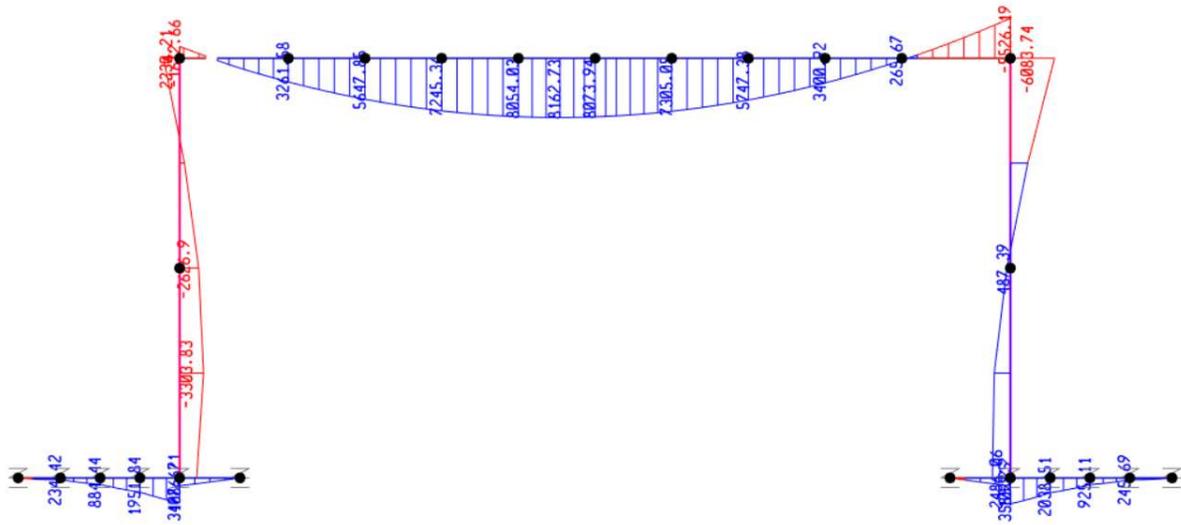


Figura 34– SAP2000_ SLU-3_ Momento flettente

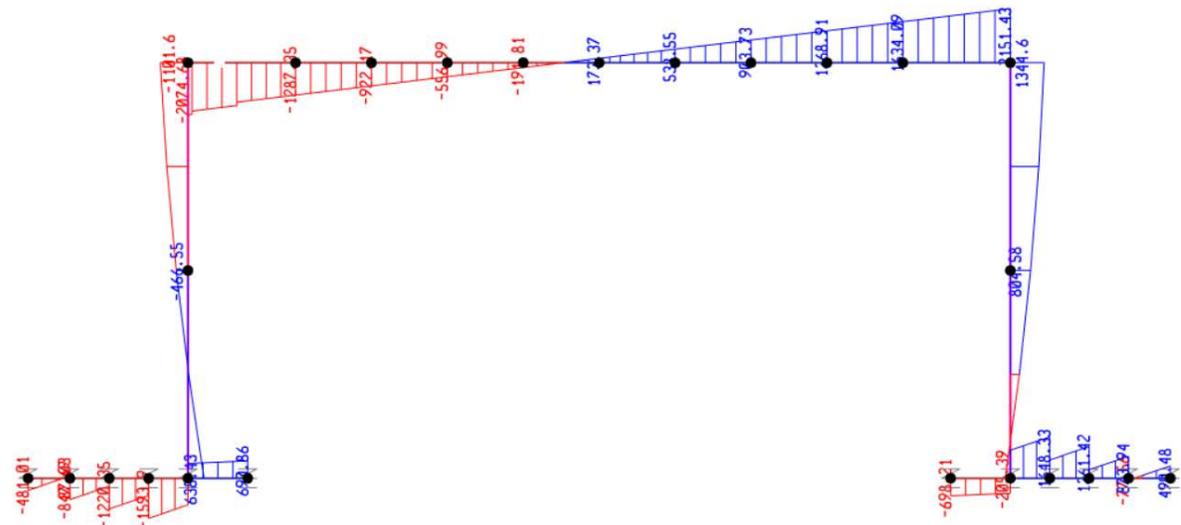


Figura 35– SAP2000_ SLU-3_ Azione di taglio

8.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

8.2.1 Combinazione Quasi Permanenti

Si riportano di seguito le sollecitazioni nella fase costruttiva (stage1) nel quale le travi prefabbricate hanno sezione a T rovescio e sono soggette al loro peso proprio e quello del getto in opera non ancora maturato.

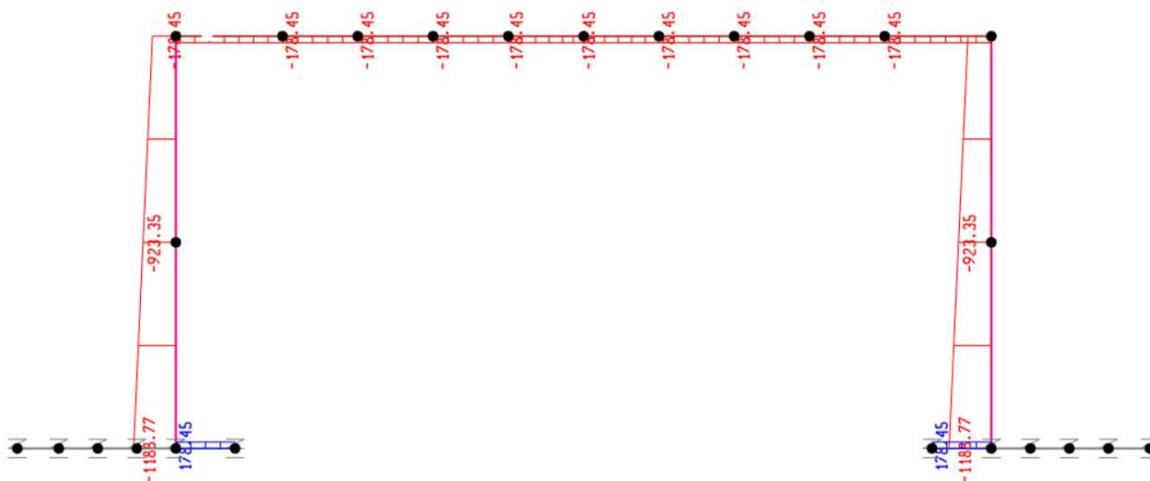


Figura 36– SAP2000_ SLS Q. Permanente - stage1_ Azione assiale

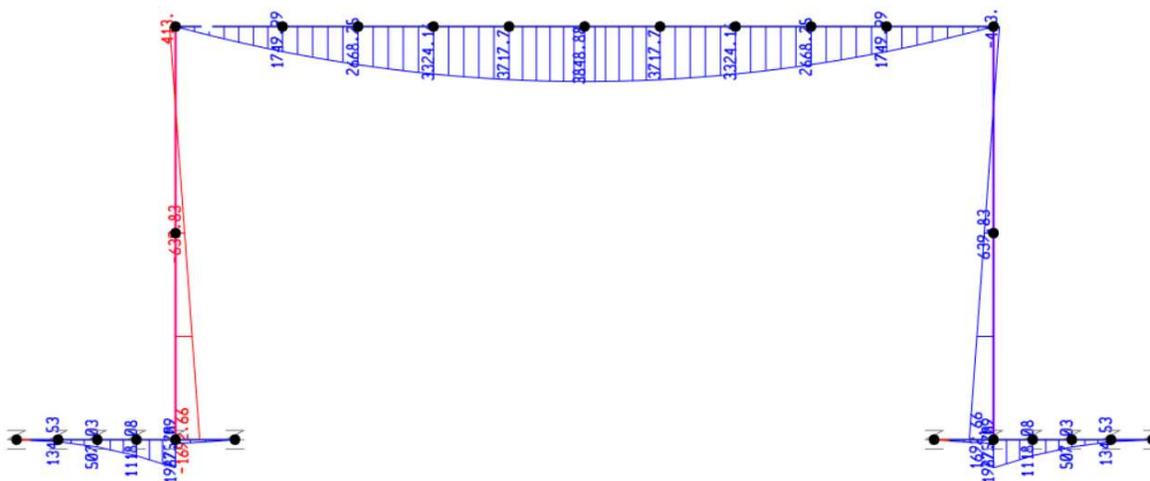


Figura 37– SAP2000_ SLS Q. Permanente - stage1_ Momento flettente

Si riportano di seguito le sollecitazioni successive allo stage 1 nelle quali le travi prefabbricate sono solidarizzate al getto in opera formando una sezione composta ad I.

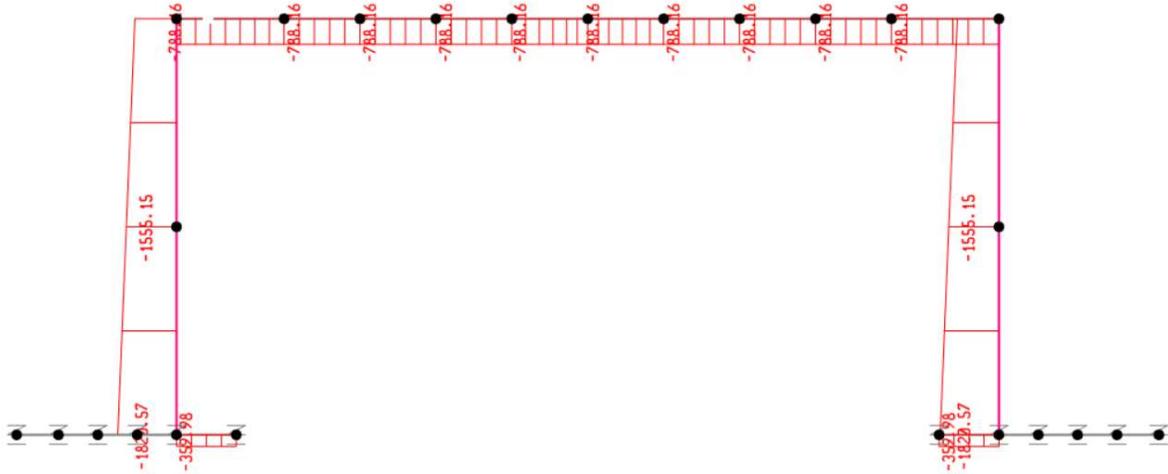


Figura 38– SAP2000_ SLS Q. Permanente_ Azione assiale

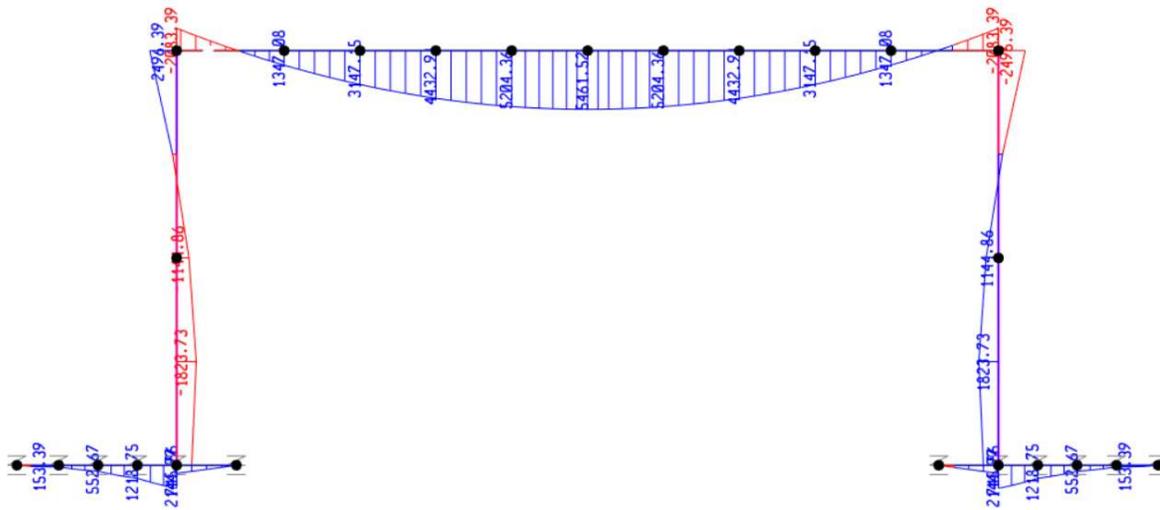


Figura 39– SAP2000_ SLS Q. Permanente_ Momento flettente

8.2.2 Combinazione Frequente

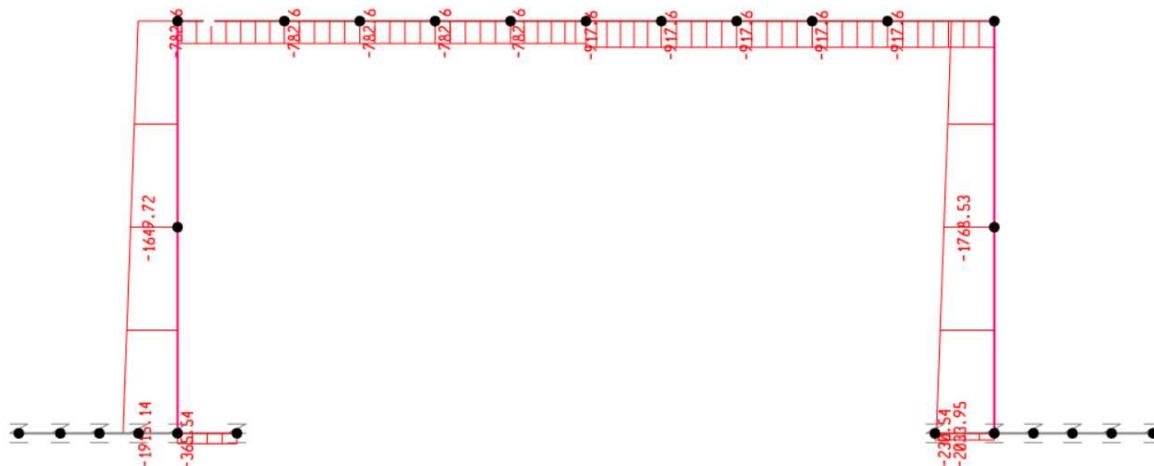


Figura 40– SAP2000_SLS Frequente -2_ Azione assiale

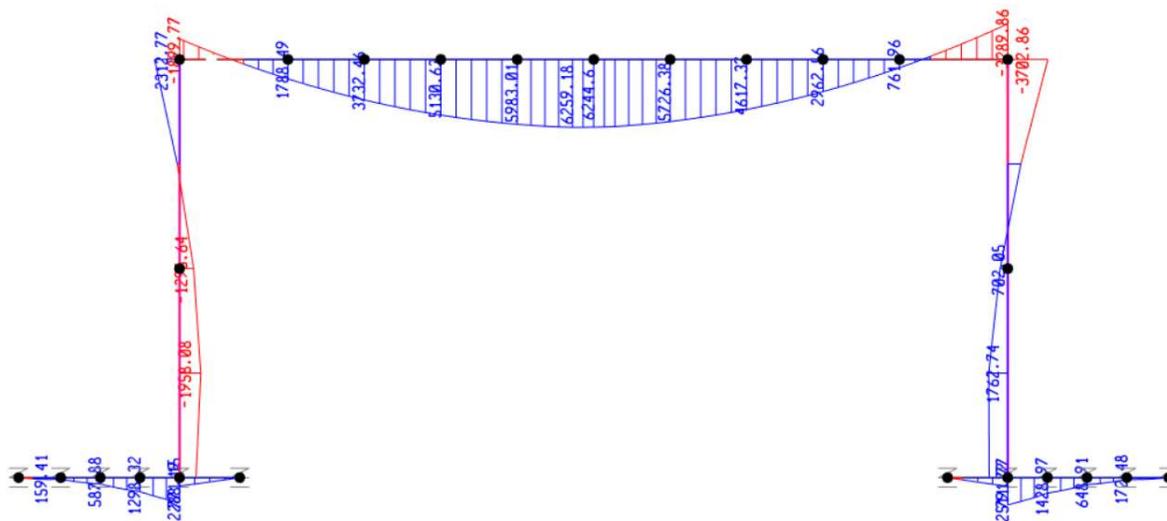


Figura 41– SAP2000_SLS Frequente - 2_ Momento flettente

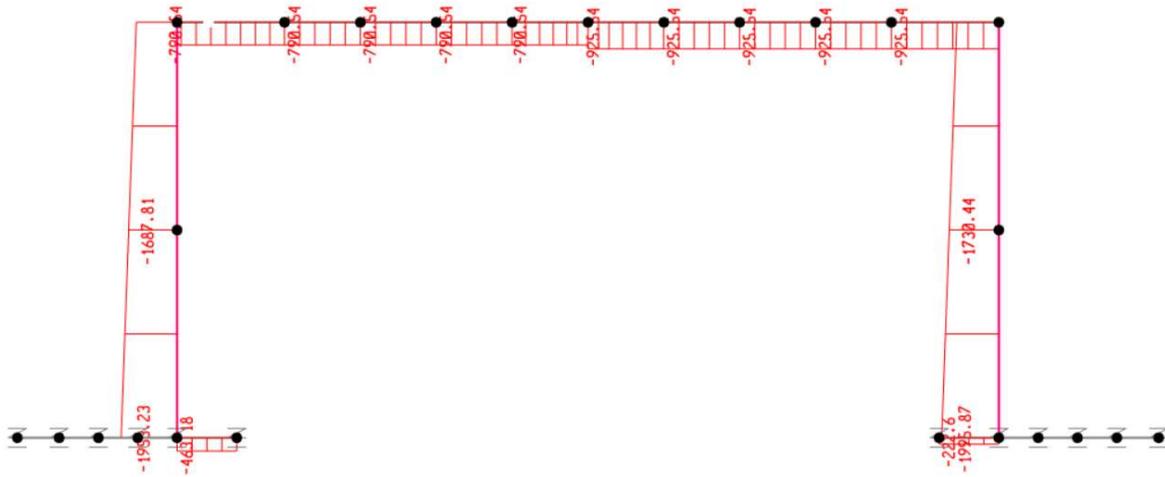


Figura 42– SAP2000_SLS Frequente -3_ Azione assiale

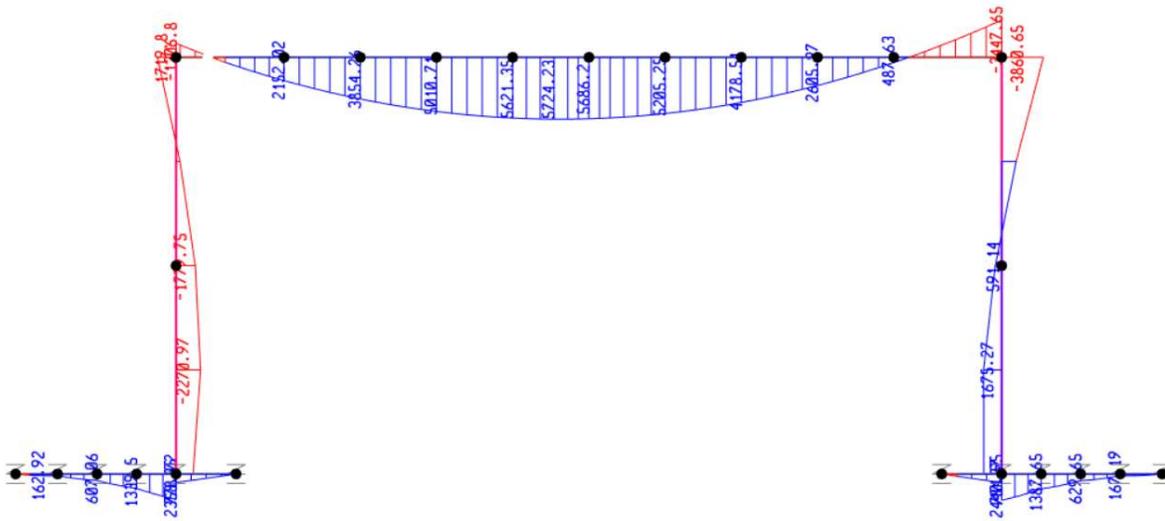


Figura 43– SAP2000_SLS Frequente - 3_ Momento flettente

8.2.3 Combinazione Rara

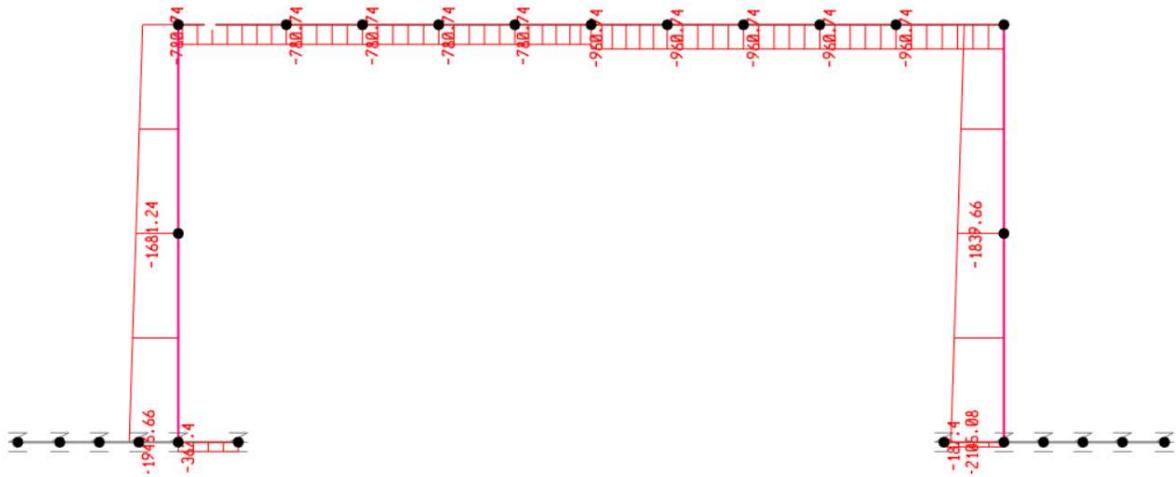


Figura 44– SAP2000_SLS Rara -2_ Azione assiale

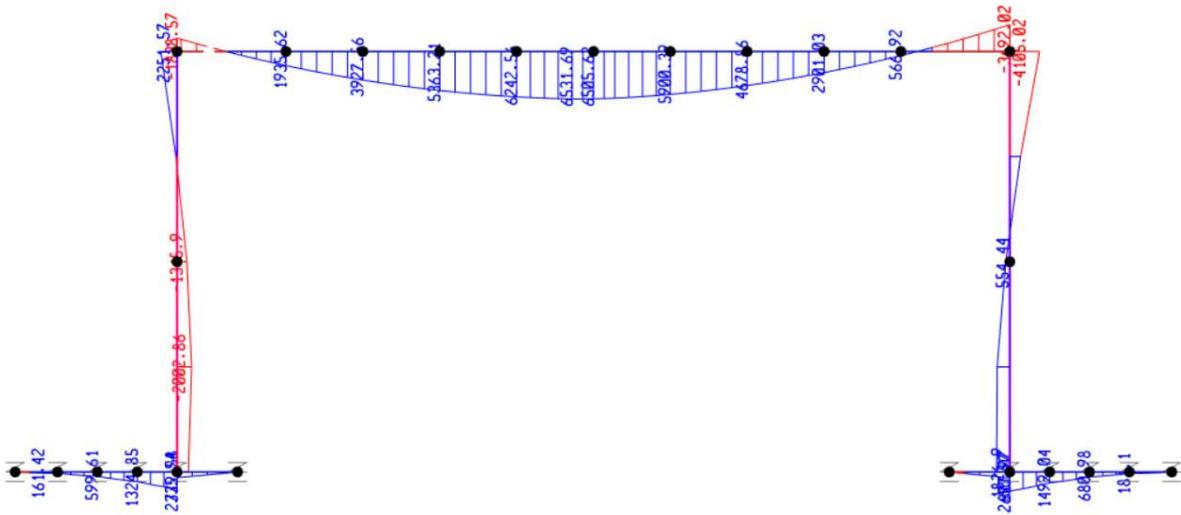


Figura 45– SAP2000_SLS Rara - 2_ Momento flettente

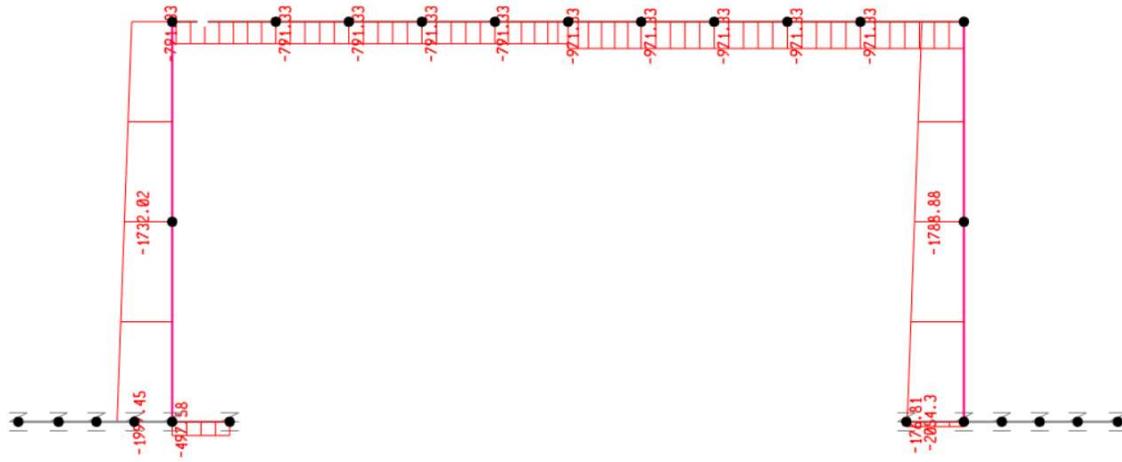


Figura 46– SAP2000_SLS Rara -3_Azione assiale

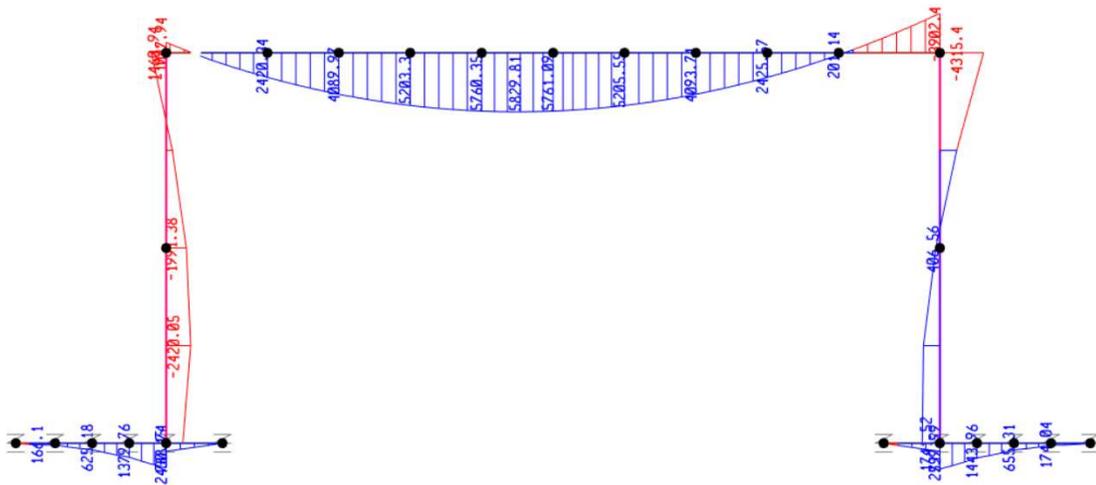


Figura 47– SAP2000_SLS Rara -3_Momento flettente

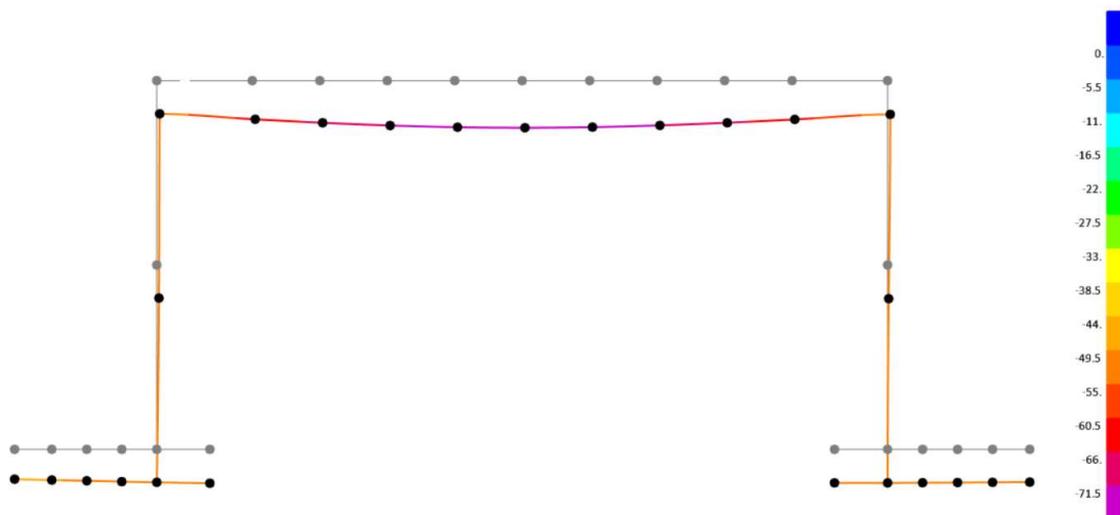


Figura 48– SAP2000_SLS Rara -2_Freccia

8.3 STATO LIMITE SISMICO

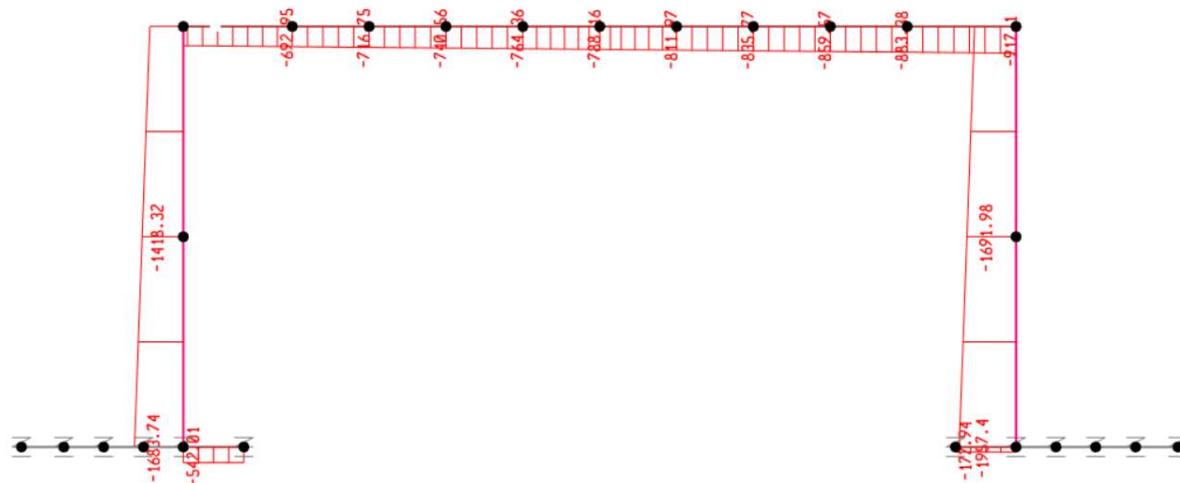


Figura 49- SAP2000 _ SLU SISMICO -1_ Azione assiale

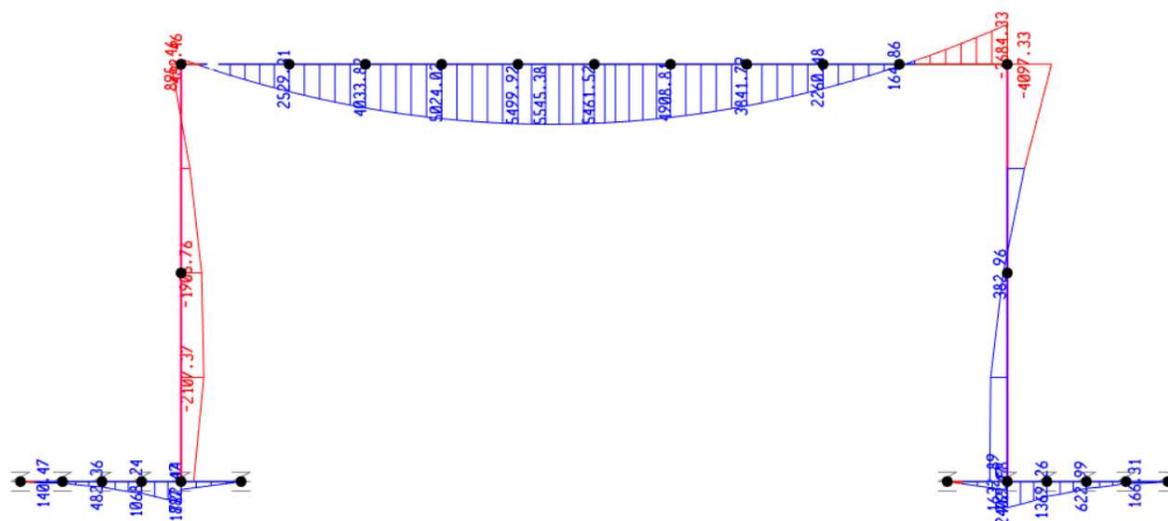


Figura 50- SAP2000 _ SLU SISMICO -1_ Momento flettente

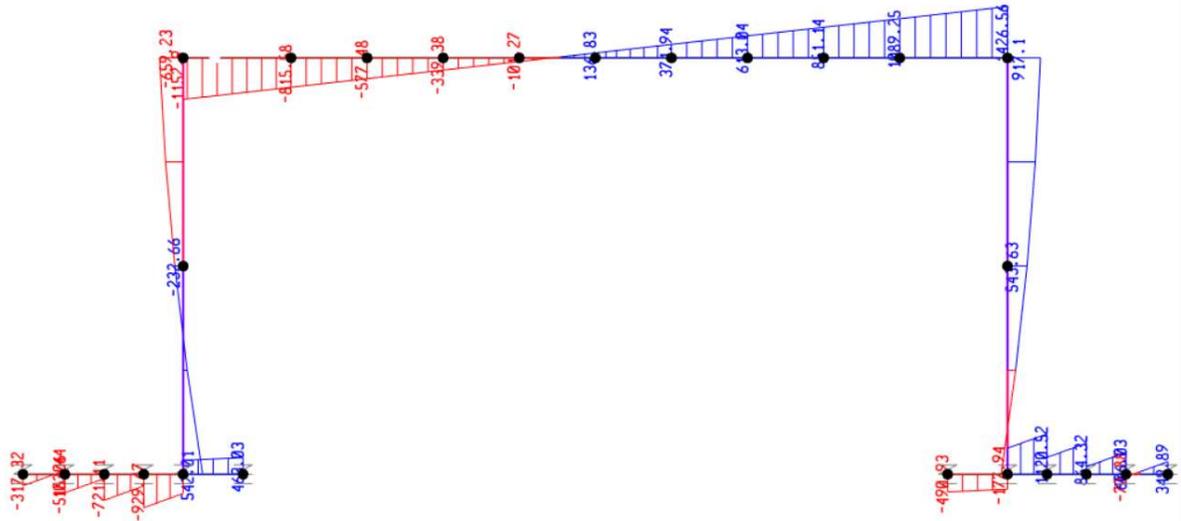


Figura 51- SAP2000 _ SLU SISMICO -1_ Azione di taglio

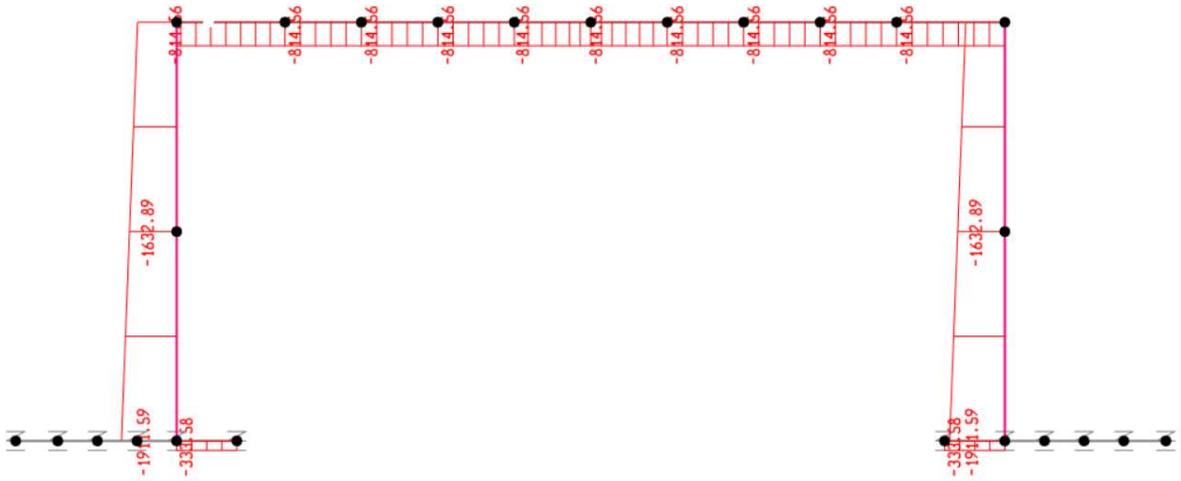


Figura 52- SAP2000 _ SLU SISMICO -2_ Azione assiale

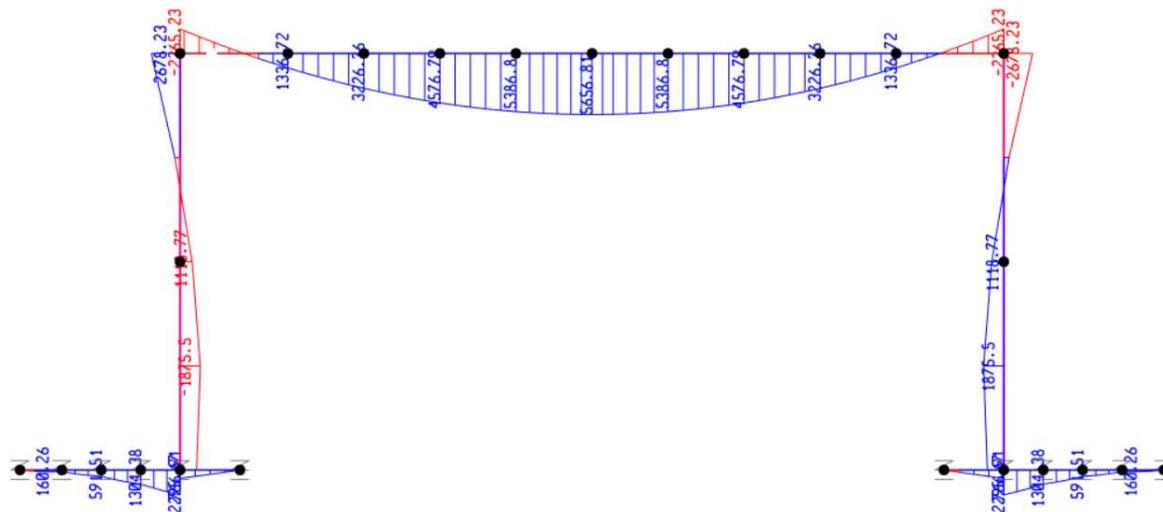


Figura 53– SAP2000_ SLU SISMICO -2_ Momento flettente

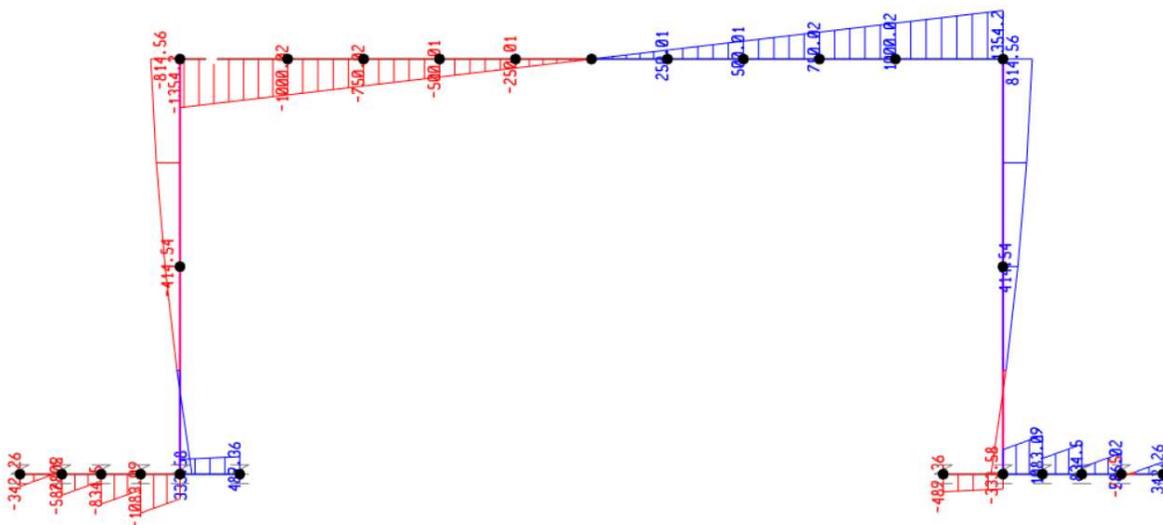


Figura 54– SAP2000_ SLU SISMICO -2_ Azione di taglio

9 VERIFICHE STRUTTURALI GALLERIA GA05

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08. Le verifiche verranno condotte nelle sezioni notevoli dell'Opera.

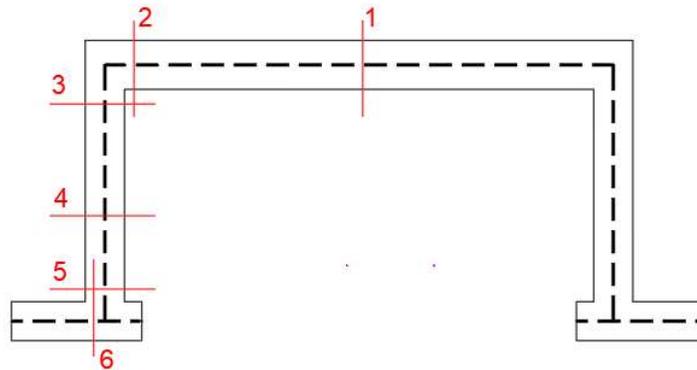


Figura 55 –Sezioni notevoli di verifica.

9.1 PRESSOFLESSIONE

La verifica agli Stati Limite Ultimi per presso-flessione viene condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica, secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione del 2‰ e rottura al 3.5‰, ($\sigma_{max} = 0.85f_{ck}/1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elasto-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura al 7.5%, ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

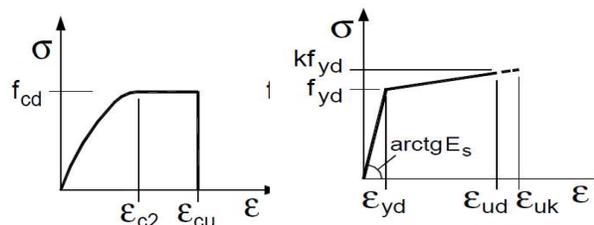


Figura 56 –Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui il valore limite convenzionale δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel DM 17.1.2018), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Figura 57 – Tab. 4.1.III (DM 17/01/18)

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite $w_1=0.20 \text{ mm}$ (per la combinazione quasi permanente) e $w_2=0.30\text{mm}$ (per la combinazione frequente) sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

Con riferimento alle sezioni notevoli dell'opera si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle verifiche condotte.

Tabella 12 Verifiche a pressoflessione SLU

ELEMENTO	SEZ.	COMB.	STAGE	POS.	As	As'	Nd	Md	Mr	c.s
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[KN]	[KNxm]	[KNxm]	
TRAVE	T ROVESCIO	SLU1	1	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	2 ϕ 20	-	5196	9858	1.89
TRAVE	COMPOSTA	SLU2	-	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	5 ϕ 20+5 ϕ 20	-	9112	13274	1.45
TRAVE	COMPOSTA	SLU3	-	2	5 ϕ 30+5 ϕ 32	10 ϕ 32	-	-5526	-9258	1.67
PIEDRITTO	180X100	SLU3	-	3	ϕ 30/200+ ϕ 32/200	ϕ 30/200	2151	-6083	-6743	1.10
PIEDRITTO	180X100	SLU3	-	4	ϕ 30/200	ϕ 30/200	2432	3303	5433	1.64
PIEDRITTO	180X100	SLU3	-	5	ϕ 30/200	ϕ 30/200	2868	2486	7843	3.15
FONDAZIONE	180X100	SLU2	-	6	ϕ 30/200	ϕ 24/200	-	3712	4682	1.26

Tabella 13 Verifiche a pressoflessione SLE

ELEMENTO	SEZ.	COMB.	STAGE	POS.	As	As'	Nd	Md	σ_c	σ_s	wd
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[KN]	[KNxm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
TRAVE	T ROVESCIO	SLS3-Rara	1	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	2 ϕ 20	-	-	-	-	-
		SLS3-Fr.	1	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	2 ϕ 20	-	-	-	-	-
		SLS3-Qp.	1	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	2 ϕ 20	-	3848	11.16	-152.1	0.15
TRAVE	COMPOSTA	SLS3-Rara	-	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	5 ϕ 20+5 ϕ 20	-	6531	9.64	-214	-
		SLS3-Fr.	-	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	5 ϕ 20+5 ϕ 20	-	6259	9.24	-205.1	0.2
		SLS3-Qp.	-	1	10 ϕ 32+10 ϕ 28	5 ϕ 20+5 ϕ 20	-	5461	8.06	179	0.19
TRAVE	COMPOSTA	SLS3-Rara	-	2	5 ϕ 30+5 ϕ 32	10 ϕ 32	-	-3920	5.17	-197.1	-
		SLS3-Fr.	-	2	5 ϕ 30+5 ϕ 32	10 ϕ 32	-	-3447	4.55	173.3	0.15
		SLS3-Qp.	-	2	5 ϕ 30+5 ϕ 32	10 ϕ 32	-	-2083	2.75	104.7	0.11
PIEDRITTO	180X100	SLS3-Rara	-	3	ϕ 30/200+ ϕ 32/200	ϕ 30/200	1540	-4315	10	-272.1	-
		SLS3-Fr.	-	3	ϕ 30/20+ ϕ 32/200	ϕ 30/200	1480	-3860	-	-	0.28
		SLS3-Qp.	-	3	ϕ 30/20+ ϕ 32/200	ϕ 30/200	1300	-2496	5.93	-136.9	0.16
PIEDRITTO	180X100	SLS3-Rara	-	4	ϕ 30/200	ϕ 30/200	1732	2420	7.17	210	-
		SLS3-Fr.	-	4	ϕ 30/200	ϕ 30/200	1687	2270	-	-	0.28
		SLS3-Qp.	-	4	ϕ 30/200	ϕ 30/200	1555	1823	5.36	133.2	0.20
PIEDRITTO	180X100	SLS3-Rara	-	5	ϕ 30/200	ϕ 30/200	2054	1741	4.95	-79.6	-
		SLS3-Fr.	-	5	ϕ 30/200	ϕ 30/200	1995	1656	4.69	72.9	0.10
		SLS3-Qp.	-	5	ϕ 30/200	ϕ 30/200	1820	1403	3.94	53.4	0.07
FONDAZIONE	180X100	SLS2-Rara	-	6	ϕ 30/200	ϕ 24/200	-	2634	6	-232.9	-
		SLS2-Fr.	-	6	ϕ 30/200	ϕ 24/200	-	2511	5.72	-222	0.19
		SLS2-Qp.	-	6	ϕ 30/200	ϕ 24/200	-	2144	4.88	189.6	0.17

9.2 TAGLIO

La resistenza a taglio VRd della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

$b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo: $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$; Nelle verifiche si assumerà $\theta=45^\circ$

Con riferimento alle sezioni notevoli dell'opera si riporta di seguito la tabella riassuntiva della verifica a taglio.

Tabella 14 Verifiche a taglio SLU

ELEMENTO	B	H	d	COMB.	POS.	A _{sw}	V _d	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	c.s
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[-]
TRAVE	400	2250	2164	SLU3	2	φ18/200_2 br.	2219	255	2574	4222	1.16
PIEDRITTO	100	1800	1706	SLU3	3	φ16/200x400	1344	526	1510	8362	1.12
PIEDRITTO	100	1800	1706	SLU3	5	φ16/200x400	789	526	1510	8362	1.90
FONDAZIONE	100	1800	1706	SLU3	6	φ18/200x400	1695	526	1910	8362	1.12

9.3 INCIDENZA ARMATURE

Con riferimento ad uno sviluppo unitario della struttura si riportano nella tabella seguente le incidenze di armatura suddivise per tipologia di elemento.

	ELEMENTO	spessore	i
	[-]	[m]	[Kg/m ³]
GA05	IMPALCATO	2.25	135
	PIEDRITTI/MURI	1.8	80
	FONDAZIONE	1.8	80

10 VERIFICHE GEOTECNICHE GALLERIA GA05

Per la valutazione del carico limite delle fondazioni dirette si utilizza il criterio di Meyerhof, di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

- c Coesione
- c_a Adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$)
- θ Angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale
- ϕ Angolo d'attrito
- δ Angolo di attrito terreno fondazione
- γ Peso specifico del terreno
- K_p Coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- η inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- q_{ult} Carico ultimo della fondazione

Il metodo di Meyerhof propone per la valutazione di q_{ult} , le seguenti espressioni generali:

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma, i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico. In particolare risulta:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Fattori di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

Fattori di forma:

$$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$

Fattori inclinazione del carico:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\vartheta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\vartheta}{\phi}\right)^2$

L'espressione di Meyerhof impiegata nel caso in esame vede il piano di fondazione orizzontale ($i=0$)

10.1 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

La verifica delle fondazioni viene condotta a partire dalle sollecitazioni derivanti dall'analisi f.e.m condotta con il programma SAP2000 e tenendo in conto il peso della fondazione e del ricoprimento di terreno. In Figura 58 viene riportato lo schema per la verifica della fondazione con indicazione dei carichi e relative eccentricità secondo la seguente leggenda:

- $N_{SAP2000}$ = azione assiale derivante da SAP2000
- $M_{SAP2000}$ = Momentoflettente derivante da SAP2000
- $T_{SAP2000}$ = azione di taglio derivante da SAP2000
- P_t = peso del terreno sopra la fondazione
- P_f = peso della fondazione
- N = azione assiale totale alla base della fondazione in corrispondenza del baricentro
- M = Momento totale alla base della fondazione in corrispondenza del baricentro

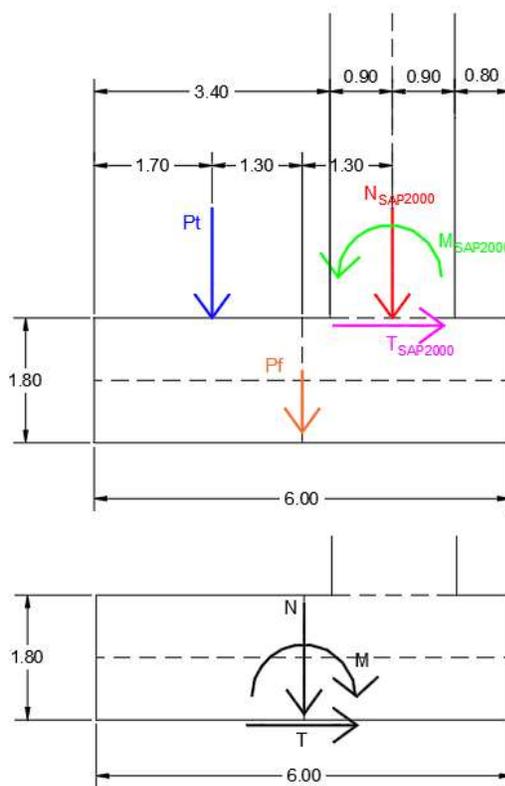


Figura 58 – Schema di applicazione dei carichi

Nella tabella seguente si riportano le azioni agenti in fondazione e la verifica di capacità portante.

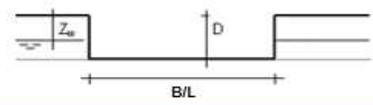
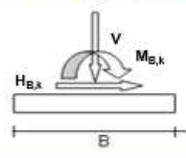
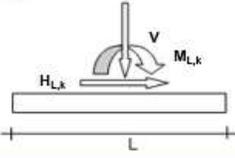
COMB.	N _{SAP2000}	M _{SAP2000}	T _{SAP2000}	P _t	P _f	N	M	q _{ult}	q _{amm}	q _d	q _{amm} /q _d
[-]	[KN]	[KNxm]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KNxm]	[KPa]	[KPa]	[KPa]	[-]
01- SLU	2552.5	2285.1	785.7	1001.0	270.0	4268.4	690.7	2843.0	1266.0	752.0	1.7
02- SLU	2722.8	2285.1	785.7	1001.0	270.0	4438.6	912.0	2822.0	1257.0	794.0	1.6
03 - SLU	2791.3	2350.9	785.7	1001.0	270.0	4507.2	935.3	2821.0	1256.0	807.0	1.6
01 - SISMA	1820.6	1692.7	582.0	1001.0	270.0	3091.6	420.3	2856.0	1272.0	539.0	2.4
02 - SISMA	1911.6	1692.7	582.0	1001.0	270.0	3182.6	538.7	2840.0	1265.0	562.0	2.3
01- SLU	2552.5	2285.1	582.0	1001.0	270.0	4268.4	324.0	2887.0	1285.0	730.0	1.8
02- SLU	2936.6	2601.3	785.7	1001.0	270.0	4652.5	873.8	2831.0	1261.0	827.0	1.5
03 - SLU	2868.1	2486.1	785.7	1001.0	270.0	4583.9	899.9	2826.0	1260.0	817.0	1.5
01 - SISMA	1957.4	1692.7	582.0	1001.0	270.0	3228.4	598.2	2832.0	1261.0	573.0	2.2
02 - SISMA	1911.6	1692.7	582.0	1001.0	270.0	3182.6	538.7	2840.0	1265.0	562.0	2.3

q_{ult} = pressione ultima secondo Meyerhof

q_{amm} = pressione ammissibile secondo approccio 2 (q_{ult} / γ_R=2.3)

q_{amm} = pressione agente

Si riporta di seguito l'output di verifica per la combinazione di carico peggiore.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (BRINCH-HANSEN et al, 1970) TERRENI NON COESIVI - CONDIZIONI DRENATE						
		INPUT	INTERMEDI	OUTPUT		
						
COEFFICIENTI PARZIALI PER ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO						
Approcci per l'applicazione dei coeff. parziali allo	Azioni		Proprietà del terreno		γ_R	
	Permanenti	Temporane e Variabili	$\tan \phi'$	c'		
[1] Stato limite ultimo - <u>Approccio 1 - Combinazione 1</u> (A1+M1+R1) - DM2008 §6.4.2.1	1.35	1.50	1.00	1.00	1.20	
[2] Stato limite ultimo - <u>Approccio 1 - Combinazione 2</u> (A2+M2+R2) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	
[3] Stato limite ultimo - <u>Approccio 2</u> (A1+M1+R3) - DM2008 §6.4.2.1	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	
[4] Definiti dall'utente	1.00	1.10	1.10	1.10	1.00	
3						
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO						
Peso per unità di volume terreno umido (apparente)	$\gamma_{sat} =$	19	19	kN/m ³		
Peso per unità di volume terreno saturo	$\gamma'_{sat} =$	19	19	kN/m ³		
Coesione	$c'_k =$	0.0	0.0	kN/m ²		
Angolo di attrito interno	$\phi'_k =$	32.0	32.0	°		
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (da assegnare solo in caso sismico)	$k_h =$	0.00	0.00	Assenza sisma		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE E DI CALCOLO AGENTI						
<i>Nota: per fondazioni nostriformi (L=100m) le sollecitazioni sono a metro (kN/m)</i>						
		Valori caratteristici		Valori di calcolo		
		Permanenti	Temporane			
Forza verticale	V_k [kN/m] =	4583.9	0.0	4583.9 = V _d		
Momento flettente lungo B	$M_{B,k}$ [kN*m/m] =	899.9	0.0	899.9 = M _{B,d}		
Momento flettente lungo L	$M_{L,k}$ [kN*m/m] =	0.0	0.0	0.0 = M _{L,d}		
Forza orizzontale lungo B	$H_{B,k}$ [kN/m] =	0.0	0.0	0.0 = H _d		
Forza orizzontale lungo L	$H_{L,k}$ [kN/m] =	0.0	0.0			
PARAMETRI GEOMETRICI						
Profondità piano di posa della fondazione da p.c.	D =	2.8	m			
Profondità della falda da p.c.	$Z_u =$	20.0	m			
Lunghezza fondazione (per fondazione nostriforme porre L=100m)	L =	100.0	m			
Larghezza fondazione	B (B<L) =	6.0	m			
Inclinazione base	$\eta =$	0	°			
Inclinazione piano campagna	$\beta =$	0	°			

VALORI DI CALCOLO INTERMEDI	
$H=0.5 \cdot B \cdot \tan(45+\frac{\phi}{2})$	H = 5.4 m
Peso di volume medio efficace del terreno nel cuneo sotto la fondazione	$\gamma_e = 19.0 \text{ kN/m}^3$
Eccentricità in direzione B	$e_B = 0.20 \text{ m}$
Eccentricità in direzione L	$e_L = 0.00 \text{ m}$
Carico alla base della fondazione	q = 53.2 kN/m ²
lunghezza efficace	L' = 100.0 m
larghezza efficace	B' = 5.6 m

Fattori di capacità portante	
$N_2 = 35.49$	m = 1.94
$N_3 = 23.16$	
$N_4 = 30.21$	

Fattori correttivi		
$s_e = 1.00$	$s_q = 1.04$	$s_r = 0.98$
$i_e = 1.00$	$i_q = 1.00$	$i_r = 1.00$
$b_e = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_r = 1.00$
$g_e = 1.00$	$g_q = 1.00$	$g_r = 1.00$
$d_e = 1.19$	$d_q = 1.13$	$d_r = 1.00$
$z_e = 1.00$	$z_q = 1.00$	$z_r = 1.00$
k = 0.47		$r_r = 0.88$

$$\gamma_e = (2H - d_e) \frac{d_e}{H^2} \gamma_{sat} + \frac{\gamma}{H^2} (H - d_e)^2$$

Coefficienti di correzione sismici

CALCOLO DELLA Q_{lim} E VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE		
$Q_{lim} = 0.5 \times \gamma' \times B \times N_2 \times r_r \times s_e \times d_e \times i_e \times b_e \times g_e \times z_e + c' \times N_3 \times s_d \times d_e \times i_e \times b_e \times g_e \times z_e + q' \times N_4 \times s_q \times d_e \times i_q \times b_q \times g_q \times z_q$		
$Q_{lim} \text{ (kPa)}$	$Q_{amm} \text{ (kPa)}$	$Q_0 \text{ (kPa)}$
2826.4	1253.6	817.5
>		OK
$Q_{amm} = (Q_{lim} - q) / r + q$		
Fondazione rettangolare B×L Fondazione nastriforme B×100m		$Q_0 = V_d \text{ (kN)} / (B' \times L')$ $Q_0 = V_d \text{ (kN/m)} / (B')$

11 VERIFICA OPERE PROVVISORIALI GA05

Per lo scavo della galleria è necessario utilizzare una palanca, le cui caratteristiche sono riassunte nella figura sottostante.

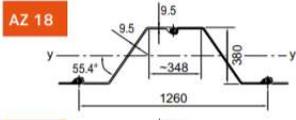
Sezione	S = Palanca Singola D = Palanca Doppia	Area della sezione cm ²	Massa kg/m	Momento d'inerzia cm ⁴	Modulo di Resistenza Elastico cm ³	Raggio giratore d'inerzia cm	Superficie di rivestimento ¹⁾ m ² /m
	Per S	94,8	74,4	21540	1135	15,07	0,86
	Per D	189,6	148,8	43080	2270	15,07	1,71
	Per m di muro	150,4	118,1	34200	1800	15,07	1,35

Figura 59 – Caratteristiche geometriche della palanca - Tipo AZ 18

Nel modello è stato considerato un carico variabile da cantiere di 20 kPa, fattorizzato secondo NTC2018. La palanca ha lunghezza di 8m, con una altezza di scavo di 4m.

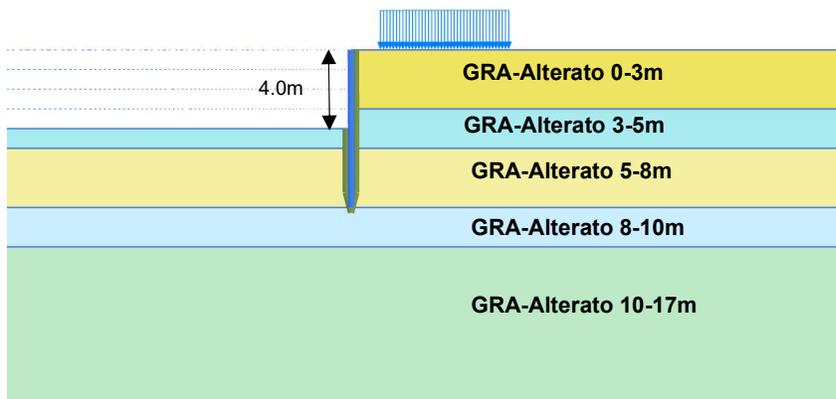


Figura 60 – Intervento di stabilizzazione scavo galleria GA05

Le figure seguenti riportano gli output del modello numerico in termini di spostamento, momento flettente, taglio e fattore di sicurezza. Inoltre, le verifiche strutturali mostrano che la palanca è verificata.

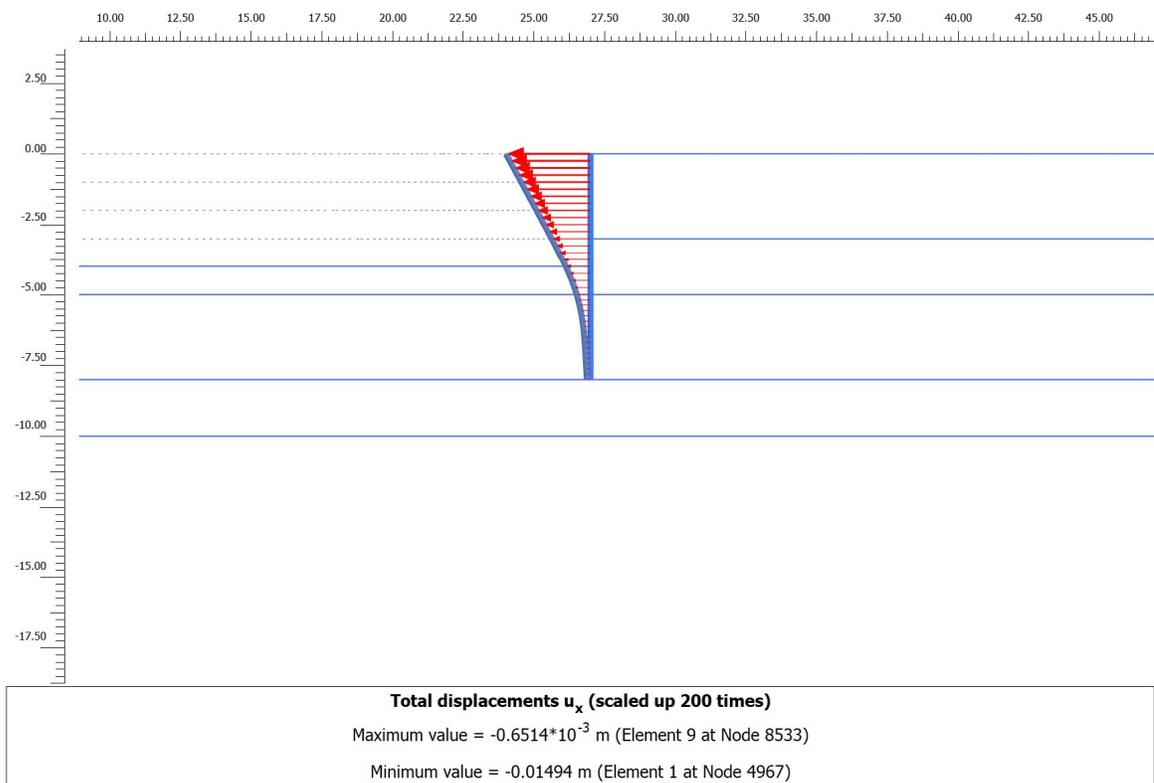


Figura 61 – Spostamento

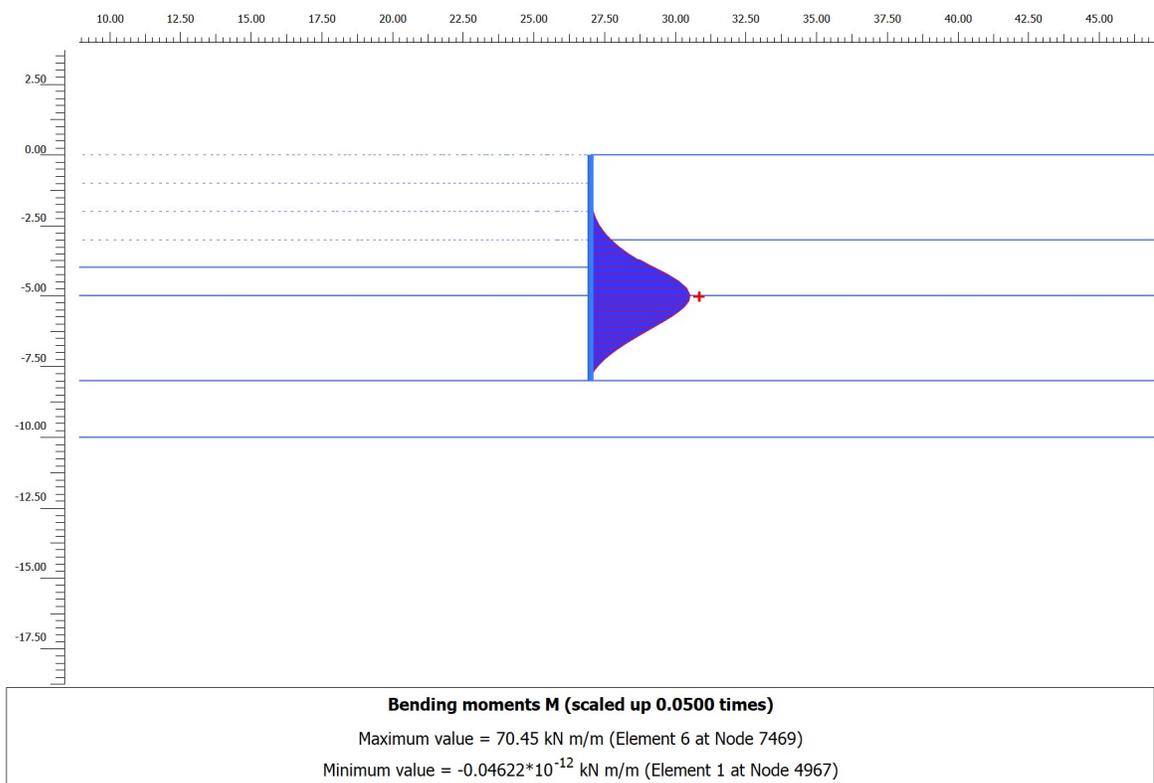


Figura 62 – Momento flettente

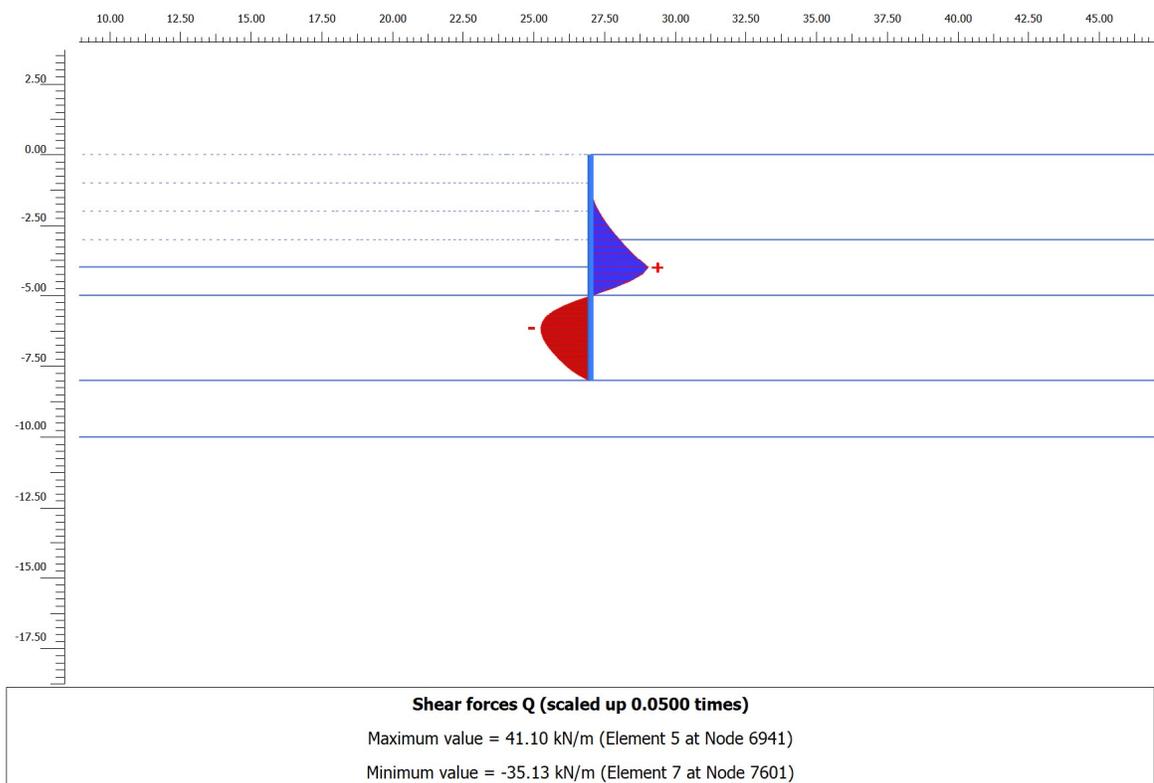


Figura 63 – Taglio

Reached values	
Reached total time	0.000 day
CSP - Relative stiffness	0.01038
ForceX - Reached total force X	0.000 kN
ForceY - Reached total force Y	0.000 kN
Pmax - Reached max pp	0.000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0.000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1.000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	1.393

Figura 64 – Fattore di sicurezza globale

Verifica a flessione		
β_B	1	-
M_{Rd}	480.91	kNm/m
M_{Ek}	70.45	kNm/m
γ_E	1.3	-
M_{Ed}	91.585	kNm/m
VERIFICATO		

Verifica a Taglio		
A_v	85.5	cm ²
L	1.26	m
A_v / m	67.857	cm ² /m
$V_{pl,Rd}$	895.48	kNm/m
V_{Ek}	41.1	kNm/m
γ_E	1.3	-
Ved	53.43	kNm/m
VERIFICATO		

12 GALLERIE GA06 E GA07

Per il dimensionamento delle gallerie GA06 e GA07, viste le caratteristiche geometriche ed i carichi agenti, a favore di sicurezza, è possibile fare riferimento alla galleria GA05.

12.1 INCIDENZA ARMATURE

Con riferimento ad uno sviluppo unitario delle opere si riportano nella tabella seguente le incidenze di armatura suddivise per tipologia di elemento.

	ELEMENTO	spessore	i
	[-]	[m]	[Kg/m ³]
GA06	IMPALCATO	2.25	135
	PIEDRITTI/MURI	1.8	80
	FONDAZIONE	1.8	80

	ELEMENTO	spessore	i
	[-]	[m]	[Kg/m ³]
GA07	IMPALCATO	2.25	135
	PIEDRITTI/MURI	1.8	80
	FONDAZIONE	1.8	80

13 MURI D'ALA

Per il dimensionamento dei muri d'ala delle gallerie GA05, GA06 e GA07 viste le caratteristiche geometriche ed i carichi agenti, a favore di sicurezza, è possibile fare riferimento a quanto verificato nella relazione P00.GA00.STR.RE.01, Capitolo 12.