

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

Lotto 2: Taormina (e) – Giampileri (e)

VI08 – Viadotto Ali

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

-

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

RS2S 02 D 09 CL VI0803 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	A. Ingletti 	Gennaio 2018	L. Utzeri 	Gennaio 2018	P. Carlesimo 	Gennaio 2018	U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dir. Ing. Angelo Vitozzi Ordin. dell'ingegner della Provincia di Roma N° A20783	10/01/2018 Vitozzi Gennaio 2018

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	ACCIAIO	5
3.1.1	<i>Acciaio per armatura strutture in c.a.</i>	5
3.1.2	<i>Profilati e piastre metalliche</i>	5
3.2	CALCESTRUZZO.....	5
3.2.1	<i>Calcestruzzo magro per getti di livellamento</i>	5
3.2.2	<i>Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali</i>	5
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
5.1	TERRENO.....	8
5.2	JET GROUTING	8
6	ANALISI DELL'INTERAZIONE PARATIA-TERRENO	9
7	CRITERI DI VERIFICA.....	10
8	ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI	13
8.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	13
8.2	SCHEMA E FASI DI CALCOLO	14
9	RISULTATI E VERIFICHE PARATIA	20
9.1	RISULTATI E VERIFICHE SLE (COMBINAZIONE NOMINAL):	20
9.2	RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI (COMBINAZIONE A1+M1+R1):	21

9.3	VERIFICHE <i>SLU GEO</i> PALI (COMBINAZIONE A2+M2+RI)	26
9.3.1	<i>Verifica delle spinte a valle della paratia</i>	26
9.4	VERIFICA <i>SLU STRU</i> PUNTONE (COMBINAZIONE A1+M1+RI)	26
9.5	VERIFICA <i>SLU STRU</i> TRAVE DI RIPARTIZIONE (COMBINAZIONE A1+M1+RI)	30
9.6	VERIFICA <i>SLU UPL</i>	31
9.7	INCIDENZA PALI.....	33

1 PREMESSA

La presente Relazione di calcolo delle opere provvisionali si riferisce alla progettazione definitiva del Lotto 2 della Linea ferroviaria Messina-Catania-Palermo nella tratta Fiumefreddo-Giampileri, avente uno sviluppo complessivo di circa 42 km. La presente relazione è relativa al viadotto Ali, avente una lunghezza di circa 120 m (VI08).

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Decreto Ministeriale del 14/01/2008: “Approvazione delle Nuove Norma Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04/02/20018, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 01/02/2009, n.617 – Istruzione per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.
- DM 06/05/2008 – “Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- RFI DTC SI MA IFS 001 A – “Manuale di progettazione delle opere civili”
- RFI DTC SI SP IFS 001 A – “Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili”
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Fondazioni, scavi e opere provvisionali	RS2S	0	2	D	09	P9	VI	0	8	0	0	001	B
Profilo longitudinale geotecnico Viadotto VI08	RS2S	0	2	D	78	F6	OC	0	0	0	1	008	B
Relazione geotecnica generale 4/6	RS2S	0	2	D	78	RH	GE	0	0	0	5	004	B

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 Acciaio

3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540$ MPa
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450$ MPa
- allungamento caratteristico: ≥ 7.5 %
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.1.2 Profilati e piastre metalliche

- Acciaio tipo: EN 10025-S275 JR
- Tensione di rottura a trazione: $f_{tk} \geq 430$ MPa
- Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 275$ MPa

3.2 Calcestruzzo

3.2.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

- Classe di resistenza: C12/15
- classe di esposizione: X0

3.2.2 Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali

- Classe di resistenza: C25/30

- classe di esposizione: XC2
- classe di consistenza: S4
- dimensione massima dell'inerte: $D_{\max} = 32 \text{ mm}$
- copriferro minimo: $c_{f,\min} \geq 60 \text{ mm}$

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo tratta delle analisi delle sollecitazioni e delle verifiche di resistenza delle opere provvisionali previste per i lavori di realizzazione del viadotto Ali, rappresentato in Figura 1.

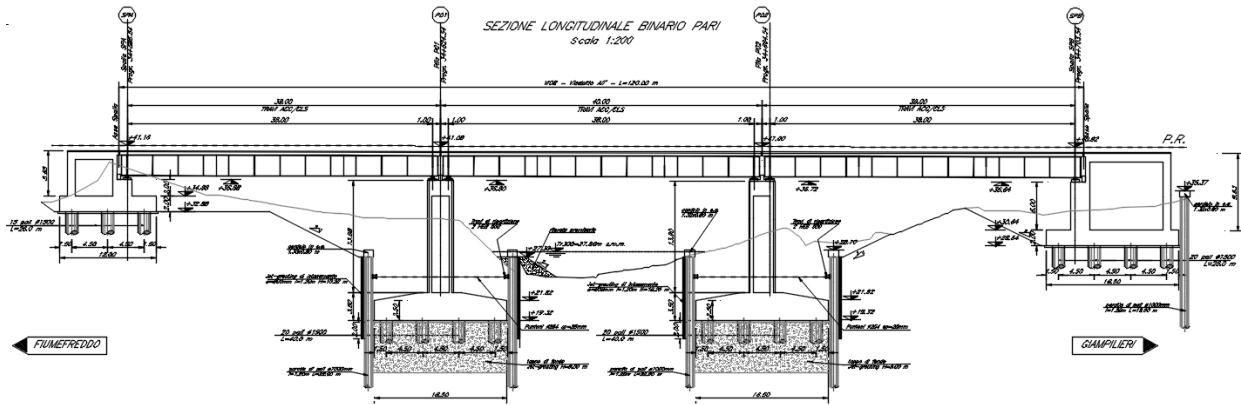


Figura 1 : Sezione longitudinale

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali della sezione P01. Tale sezione è ritenuta essere la più gravosa ed è rappresentata in Figura 2. L'opera provvisoria è costituita da una paratia di pali $\Phi 1000$ di lunghezza $L=22.0$ m ed interasse $i=1.2$ m, sostenuta con un livello di puntoni.

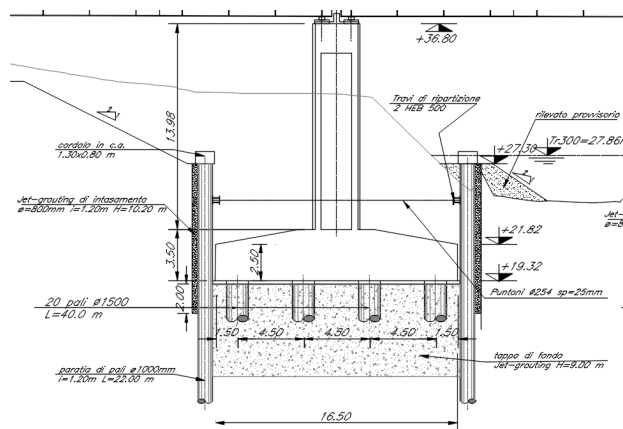


Figura 2

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO					
	RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO					
LOTTO 2: Taormina - Giampileri						
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere provvisoria	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS2S	02 D 09	CL	VI0803 001	A	8 di 8

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Terreno

Per la caratterizzazione di dettaglio dei terreni interessati dall'opera si fa riferimento alla Relazione geotecnica generale 4/6. Dall'insieme dei dati forniti dalle indagini, sono state individuate le seguenti unità litologiche per la tratta interessata dal viadotto Ali: nella sezione di riferimento il sottosuolo risulta costituito da ciottoli in matrice sabbiosa- argillosa GS le cui proprietà sono riportate in Tabella 1.

Viadotto Fiumedinisi - da km 34+602a km 34+692								
Tipologia	γ_{nat}	c'	ϕ'	c_u	E	E_u	C_v	k
	kN/m ³	kPa	°	kPa	MPa	MPa	cm ² /s	m/s
Unità bb,ba,b2 –ciottoli in matrice sabbioso- argillosa	17÷19	0	33÷35	-	35÷40	-	-	10 ⁻⁵

Tabella 1

Il livello di falda è stato assunto coincidente con il livello di testa paratia, definito in funzione della quota del livello idrico corrispondente alla “portata di cantiere”.

Per ϕ' è stato assunto 34°.

Essendo la paratia un'opera provvisoria non è necessaria la verifica sismica.

5.2 Jet grouting

Per il jet grouting sono state assunte le seguenti caratteristiche:

Moltiplicatore di Rigidezza	c'	γ_{DRY}	γ_{SAT}
5	100	20	20

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO					
	RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO LOTTO 2: Taormina - Giampileri					
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA RS2S	LOTTO 02 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0803 001	REV. A	FOGLIO 9 di 9

6 ANALISI DELL'INTERAZIONE PARATIA-TERRENO

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o eventuale inserimento degli elementi di contrasto), è necessario l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Allo scopo si impiega il codice di calcolo "PARATIE PLUS" Versione 17.0 della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatica, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodologia, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto, consentendo di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

Il metodo sopra esposto è sicuramente valido per il calcolo delle sollecitazioni all'interno della struttura che, come noto (cfr. [Becci & Nova, 1987], [Dhouib, 1995]), sono praticamente indipendenti dalla rigidità delle molle che simulano il terreno. Permangono le limitazioni intrinseche al metodo ed in particolare quella di non permettere la determinazione degli spostamenti del piano campagna.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO					
	RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO					
LOTTO 2: Taormina - Giampilieri						
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS2S	02 D 09	CL	VI0803 001	A	10 di 10

7 CRITERI DI VERIFICA

Seguendo le prescrizioni contenute nelle Norme tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) per il dimensionamento delle paratie, si è assicurato che sia verificata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- C1 : (A1+M1+R1)
- C2 : (A2+ M2+R1)

La circolare 02.02.2009 n.617 chiarisce:

- Verifiche STRU: C1
- Verifiche GEO: C2

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO LOTTO 2: Taormina - Giampileri					
	U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA RS2S	LOTTO 02 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0803 001	REV. A

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio1:

$$- C2 : (A2+M2+R2)$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le azioni di progetto Ed sono quindi state ottenute applicando i coefficienti A1 e A2 riportati in Tabella 6.2.I (NTC2008) alle azioni caratteristiche.

La resistenza di progetto Rd è stata ottenuta applicando i coefficienti parziali M1 e M2 di Tabella 6.2.II ai parametri del terreno, ed i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tabella 6.5.I alle resistenze.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 6.2.II – 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	$\tan \phi'_k$	γ_ψ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_T	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO LOTTO 2: Taormina - Giampilieri					
	U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA RS2S	LOTTO 02 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0803 001	REV. A

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Per le verifiche delle membrature in acciaio si è fatto riferimento ai fattori parziali di Tabella 4.2.V.

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Per acciaio da armatura o in trefoli si è adottato un coefficiente $\gamma_M = 1.15$.

Le verifiche sismiche sono state omesse poiché le opere oggetto di studio sono opere provvisorie con durata prevista inferiore a due anni.

8 ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

8.1 Descrizione dell'opera

Paratia di pali

$D_p = 1000 \text{ mm}$ diametro di perforazione

$i = 1.20 \text{ m}$ interasse longitudinale tra i pali

$L = 22.0 \text{ m}$ lunghezza del palo

Armatura longitudinale B450C:

$\phi = 22 \text{ mm}$ diametro armatura longitudinale

$n = 22$ numero barre

Armatura trasversale B450C:

$\phi = 10 \text{ mm}$ diametro armatura trasversale

$s = 0.2 \text{ m}$ passo delle staffe a 2 bracci

Sistema di puntoni

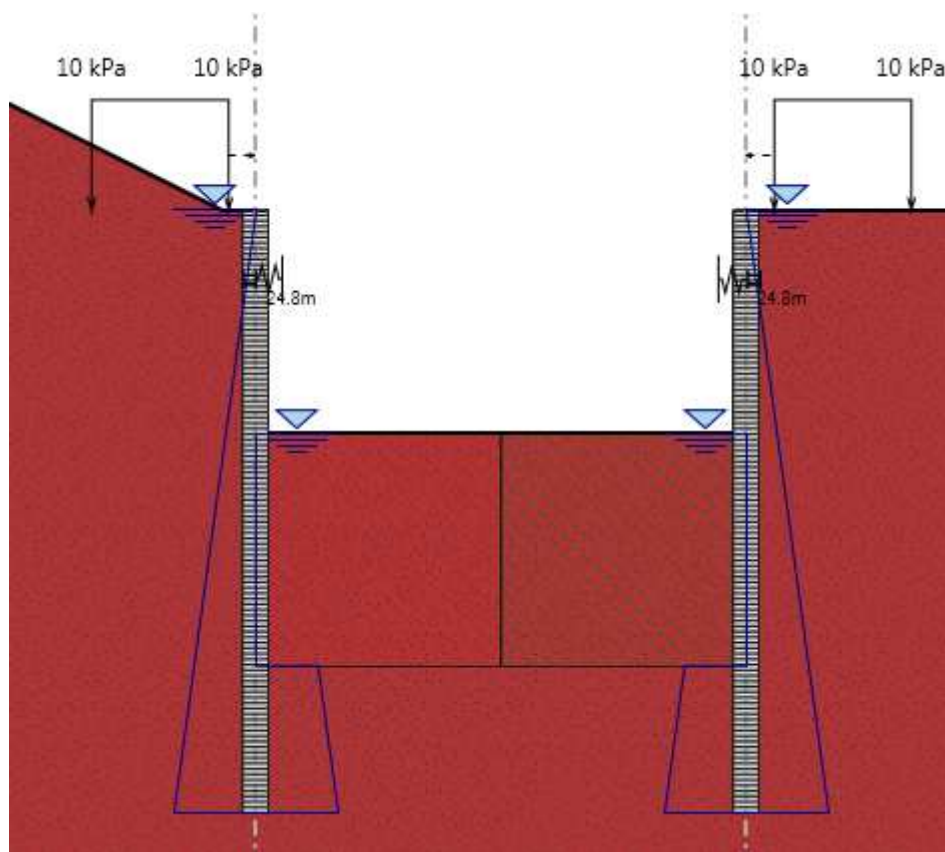
Puntoni $\Phi 254$ diagonali a 37° in S275

$s_p = 25 \text{ mm}$

$L = 12 \text{ m}$

8.2 Schema e fasi di calcolo

GEOMETRIA SEZIONE



Tipo paratia: **Paratia di pali destra e sinistra**

Altezza fuori terra	8,15	[m]
Profondità di infissione	13,85	[m]
Altezza totale della paratia	22,0	[m]
Numero di file di pali	1	[m]
Interasse fra i pali della fila	1,20	[m]
Diametro dei pali	1,0	[m]

Il cordolo di collegamento dei pali ha dimensioni trasversali 1.30 m x 0.80 m. La massima altezza di scavo è di 8.15 m.

Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere $q_{acc} = 10.0 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito su un'area di impronta di 5.0 m.

distanza da estradosso paratia al punto di applicazione del carico = 0.5 m;

larghezza impronta di carico = 5.0 m;

quota applicazione carico = p.c;

pressione applicata = 10 kPa

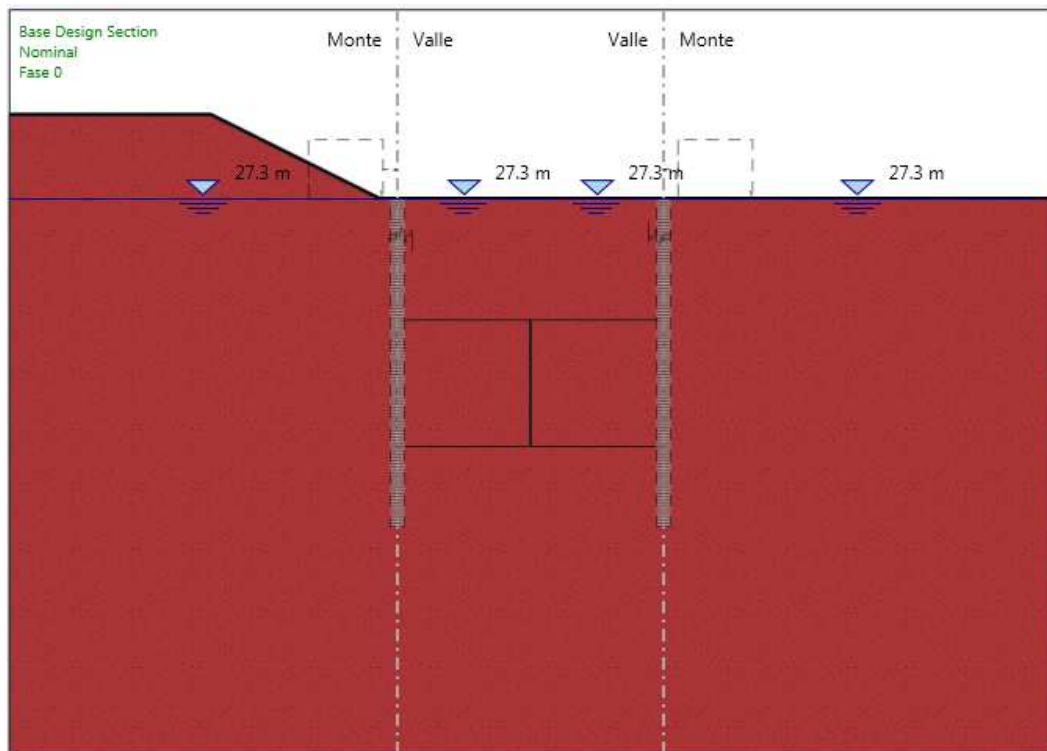
Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere
provvisionali

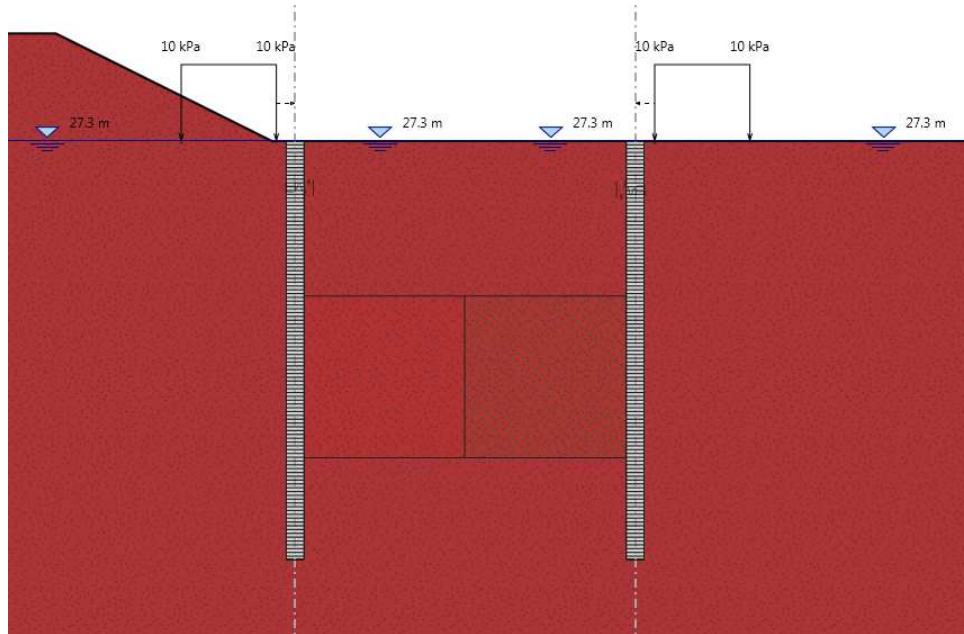
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0803 001	A	16 di 16

Fasi di calcolo:

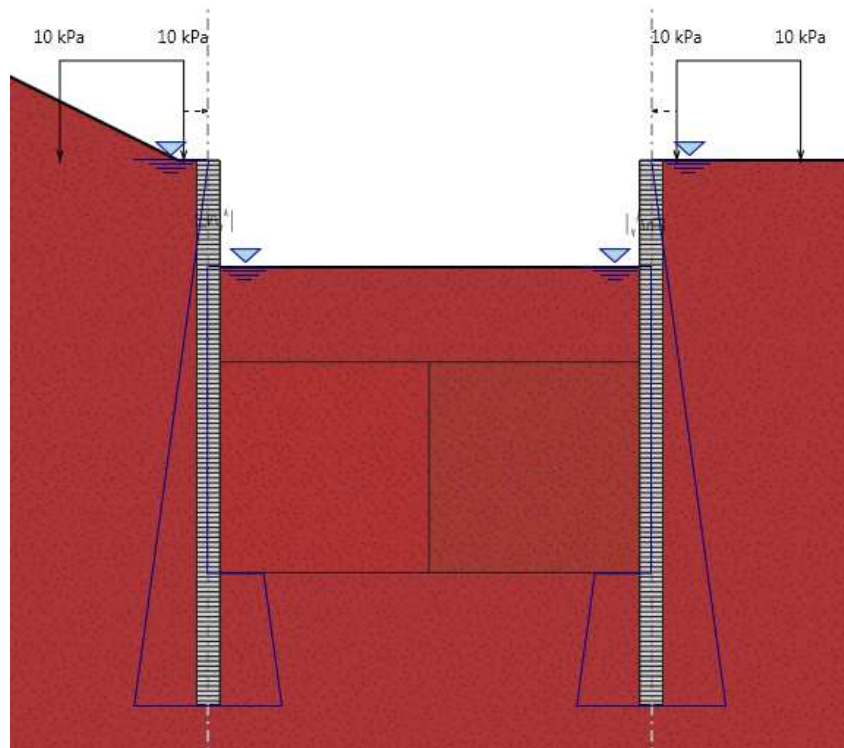
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



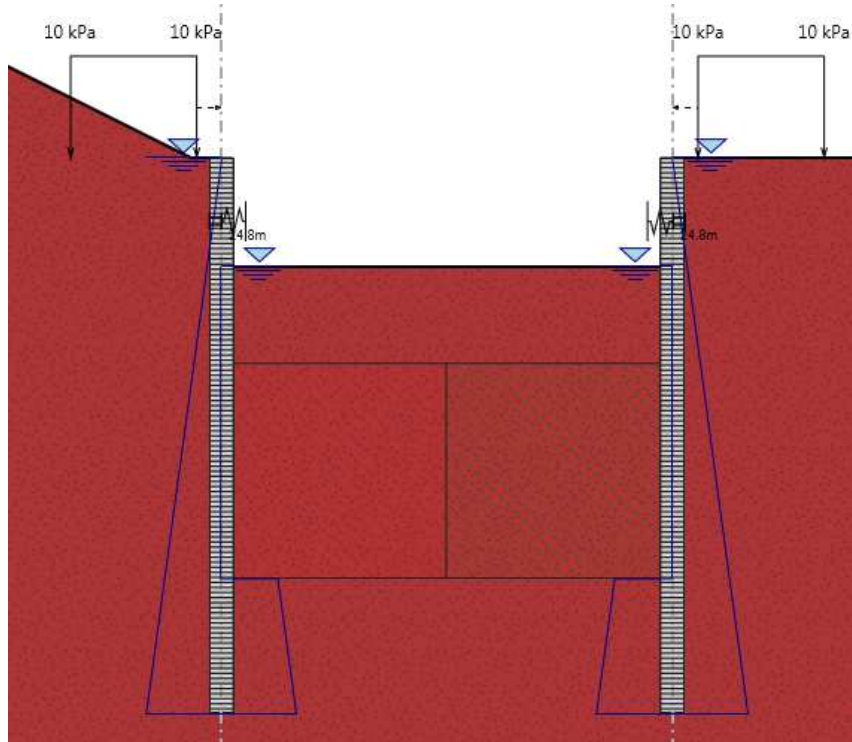
FASE 1: Installazione delle paratie di pali + attivazione carico di cantiere ($q_{acc}=10.0$ kPa)



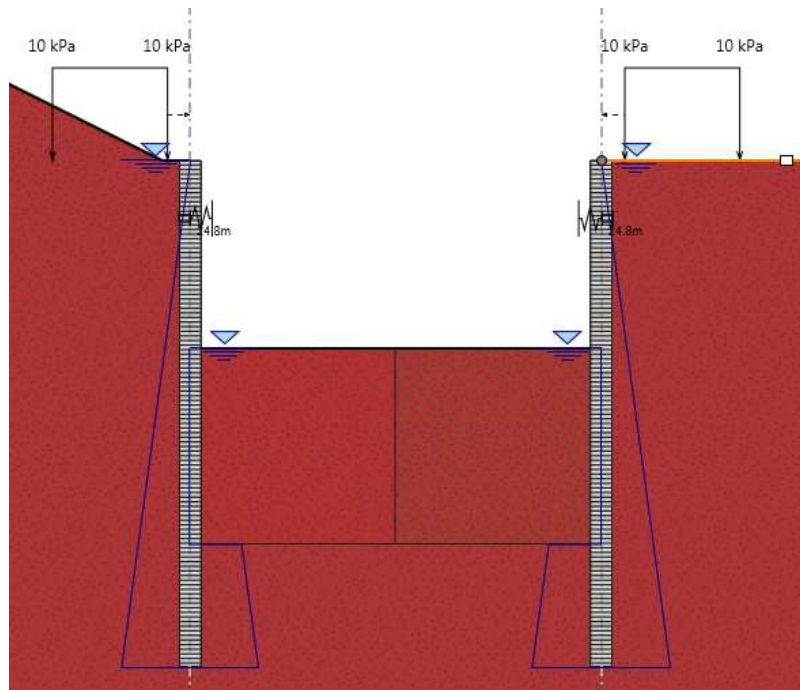
FASE 2: Scavo di una profondità di 4.3 m per inserimento puntone



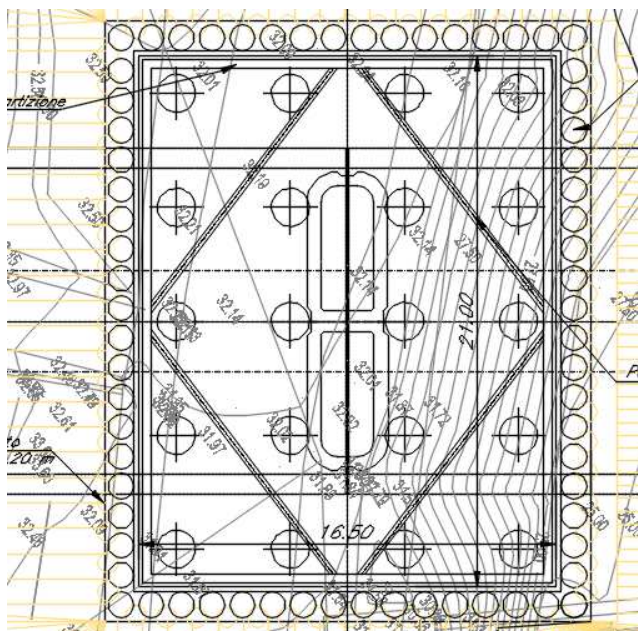
FASE 3: Inserimento puntone a profondità 2.5 m dal piano campagna



FASE 4



La figura mostra la pianta dello scavo della sezione:

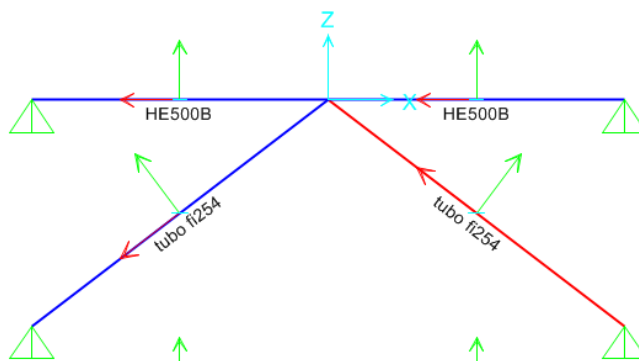


Puntoni $\Phi 254$ diagonali a 37° in S275

sp = 25 mm

L = 12 m

La rigidezza del puntone è stata valutata tramite una modellazione in SAP2000. Si applica un carico unitario e si valuta lo spostamento associato $u = 0.000055$ m. Tramite la formula $k = \frac{1}{u}$ si valuta la rigidezza $k = 18180$ kN/m da applicare alle molle nel modello in Paratie Plus.



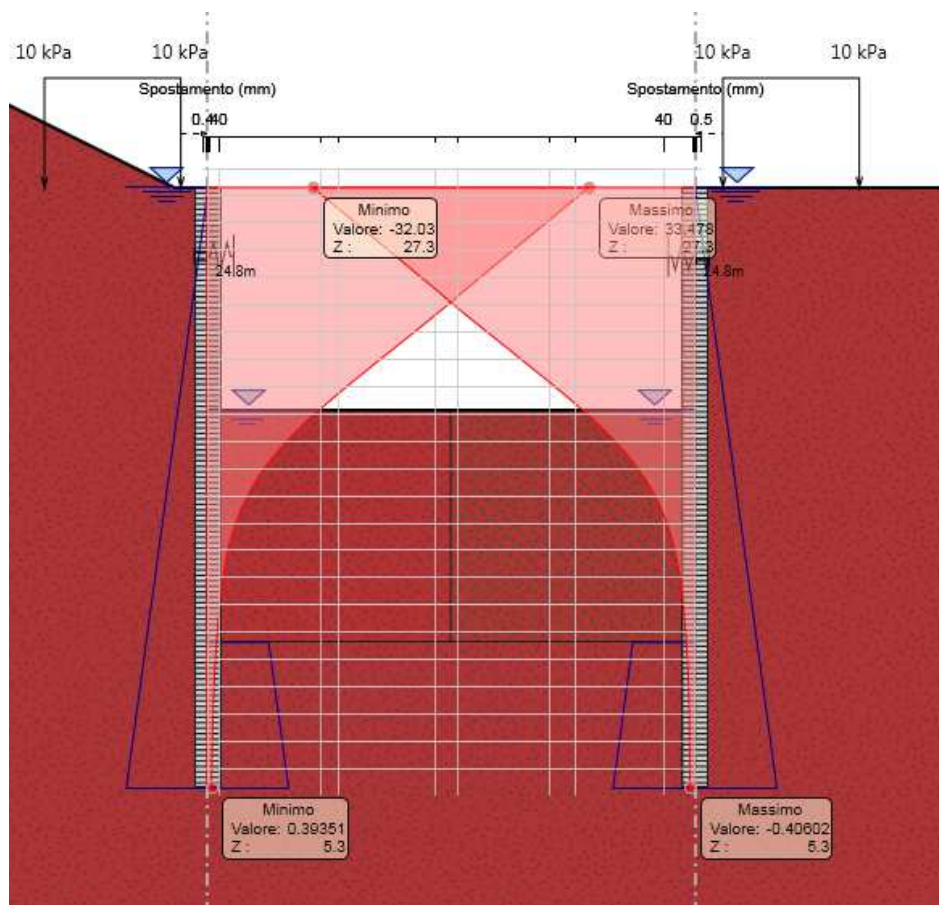
9 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA

In Allegato sono riportati gli elaborati di calcolo completi del codice “PARATIE PLUS” Versione 17.0 utilizzato per le analisi.

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale

9.1 RISULTATI E VERIFICHE SLE (combinazione nominal):

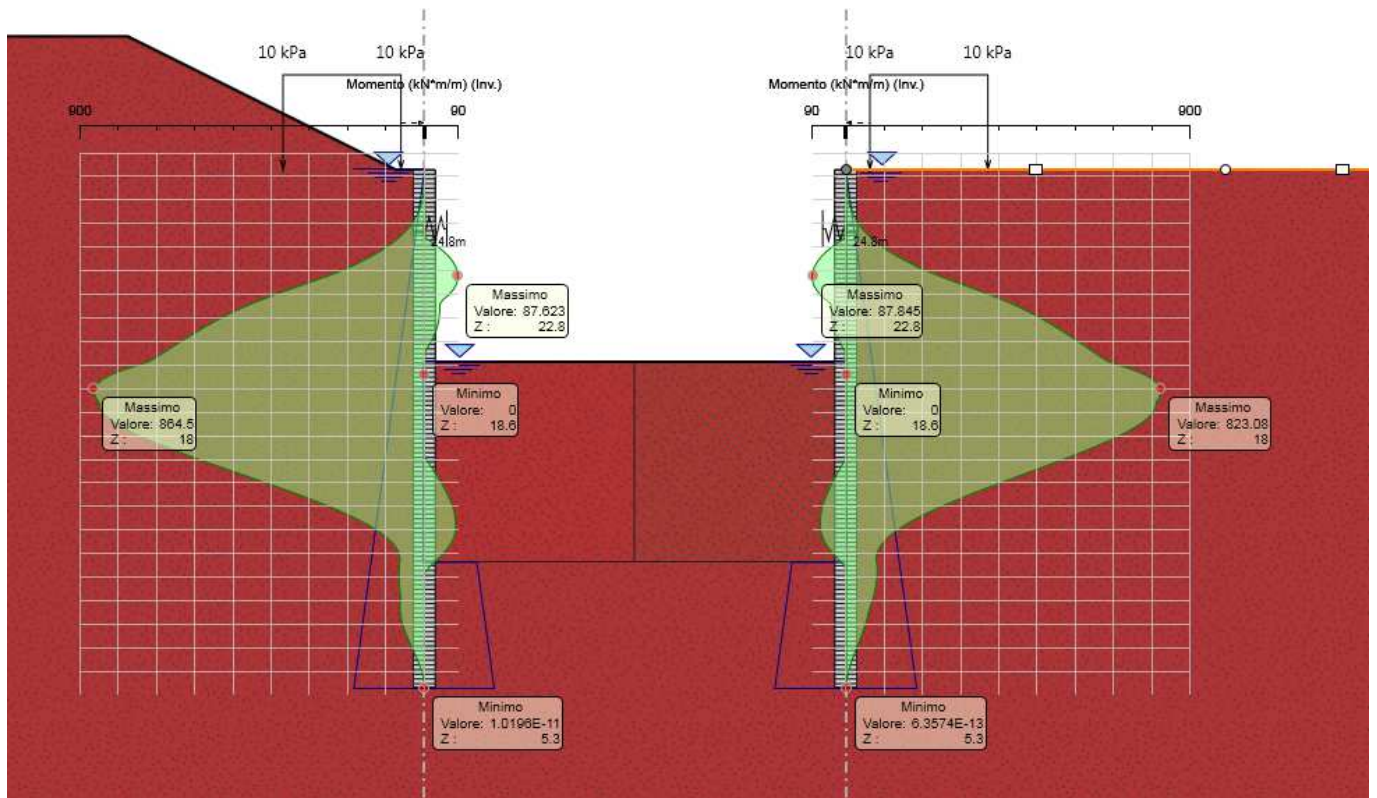
Dall’involuppo degli spostamenti in combinazione nominale si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia di destra si ha alla testa del palo (quota 27.3 m) e risulta pari a 32 mm, per la paratia di sinistra si ha alla stessa quota e vale 33 mm.



9.2 RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI (combinazione A1+M1+R1):

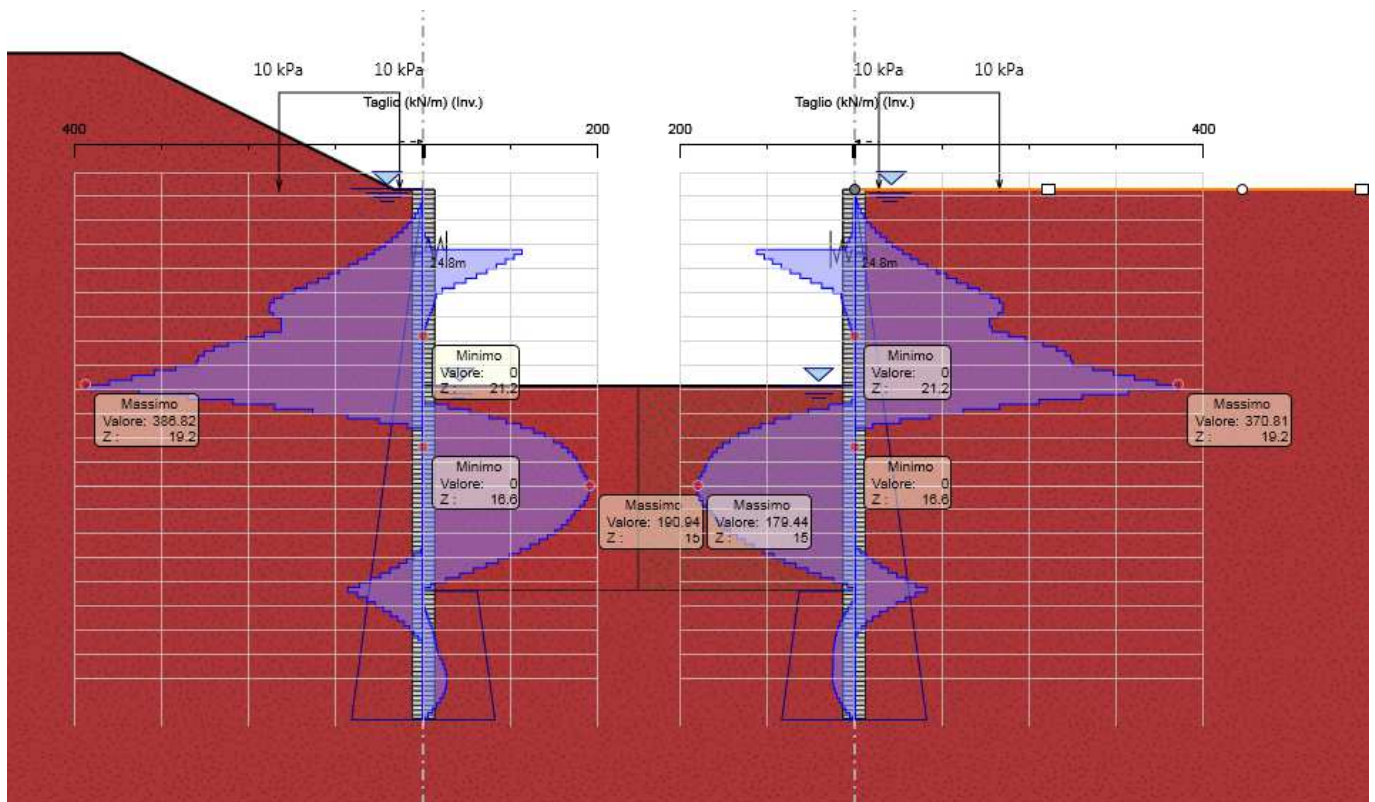
Risultati Momento

Dall’involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 18 m dalla testa della stessa e risulta pari a 864 kNm/m sulla paratia di sinistra e 823 kNm/m sulla paratia di destra.



Risultati Taglio

Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra si ha ad una quota di 19.20 mslm (8.1 m dalla testa del palo). Il massimo valore sulla paratia di destra si ha alla stessa quota di 19.2 mslm (8.1 m dalla testa del palo).



Il palo viene armato con :

Armatura longitudinale B450C:

$\phi = 22 \text{ mm}$ diametro armatura longitudinale

$n = 22$ numero barre

Armatura trasversale B450C:

$\phi = 10 \text{ mm}$ diametro armatura trasversale

$s = 0.2 \text{ m}$ passo delle staffe a 2 bracci

RC-SEC REPORT

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di calcolo fcd:	14.160 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	42.9	22	22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm
------------------	-------

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI
VI08 – Viadotto Ali - Relazione di calcolo opere
provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0803 001	A	24 di 24

Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1037.00	0.00	463.20	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1037.00	0.00	0.00	1223.65	0.00	1.180	57.0(11.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00298	0.0	50.0	0.00243	0.0	42.9	-0.01055	0.0	-42.9

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000151217	-0.004060867	0.249	0.751

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m]. Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta$ sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	N	463.20	1506.15	587.63	83.4	82.2	21.80°	1.000	6.3	8.0(0.0)

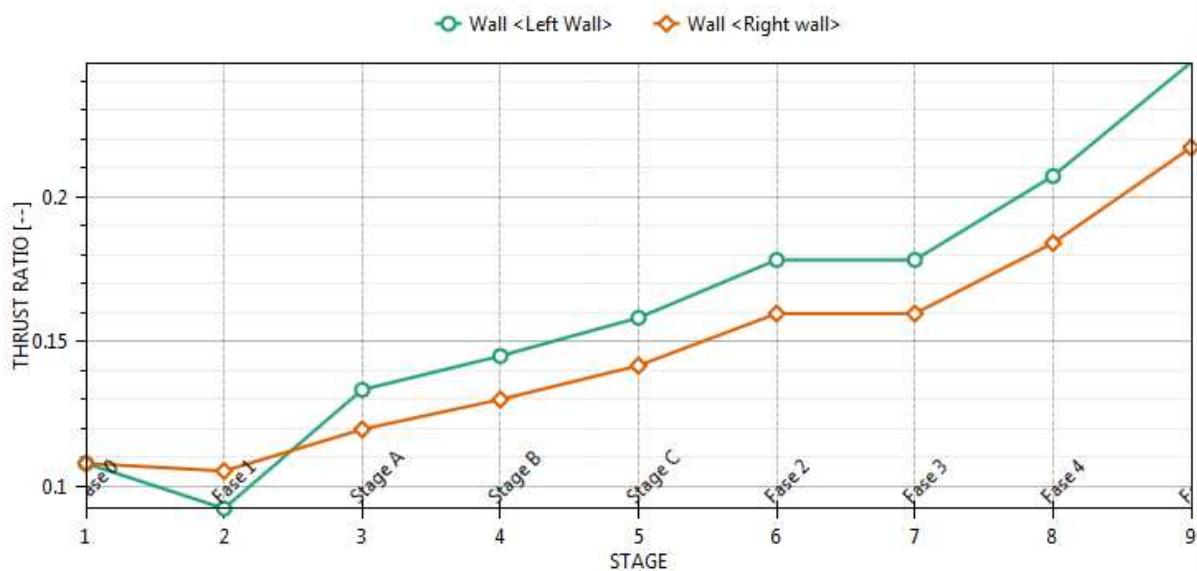
9.3 VERIFICHE *SLU GEO PALI* (combinazione A2+M2+RI)

9.3.1 Verifica delle spinte a valle della paratia

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è il 25% sulla paratia di sinistra.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

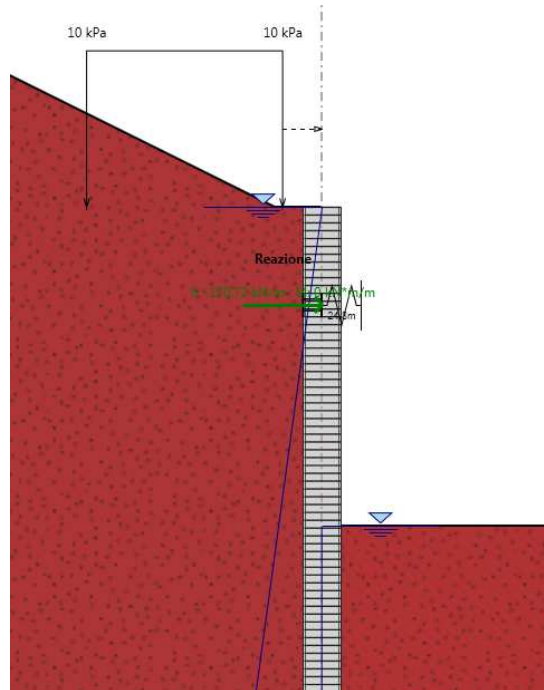
D.A. <A2+M2+R1>



9.4 VERIFICA *SLU STRU PUNTONE* (combinazione A1+M1+RI)

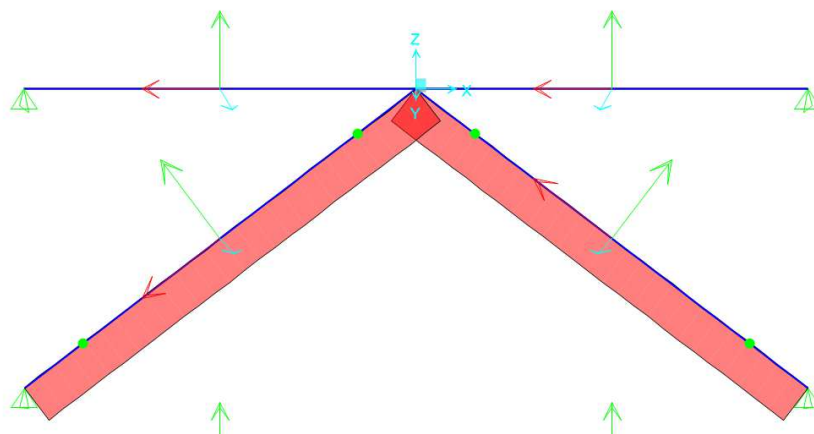
I puntone sono caratterizzati da un profilo circolare cavo 254 sp=25mm.

Tramite il programma di calcolo Paratie Plus è stata valutata la reazione nella molla in combinazione A1+M1+R1.



Tale reazione $F=170 \text{ kN/m}$ è stata utilizzata come moltiplicatore del carico unitario nel modello in SAP2000.

In tal modo è stato valutato lo sforzo normale agente sul singolo puntone, pari a $N_{Ed} = 1288 \text{ kN}$.



Si è proceduto dunque alla verifica di instabilità del puntone compresso.

Bisogna verificare che:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.$$

dove $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

essendo la sezione di classe 1.

Infatti:

$$\frac{d}{t} = 10.16 \leq 50\epsilon^2 = 42.32$$

e come riportato nella tabella sottostante la sezione è di classe 1.

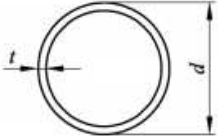
Sezioni tubolari						
						
Classe	Sezione soggetta a flessione e/o compressione					
1	$d/t \leq 50 \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \epsilon^2$					
	Nota Per $d/t > 90 \epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 2.3 Tabella 5.2- parte 3 di EN 1993-1-1: rapporti lato/spessore per parti compresse.

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

dove $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_{yk}}{N_{cr}}}$$

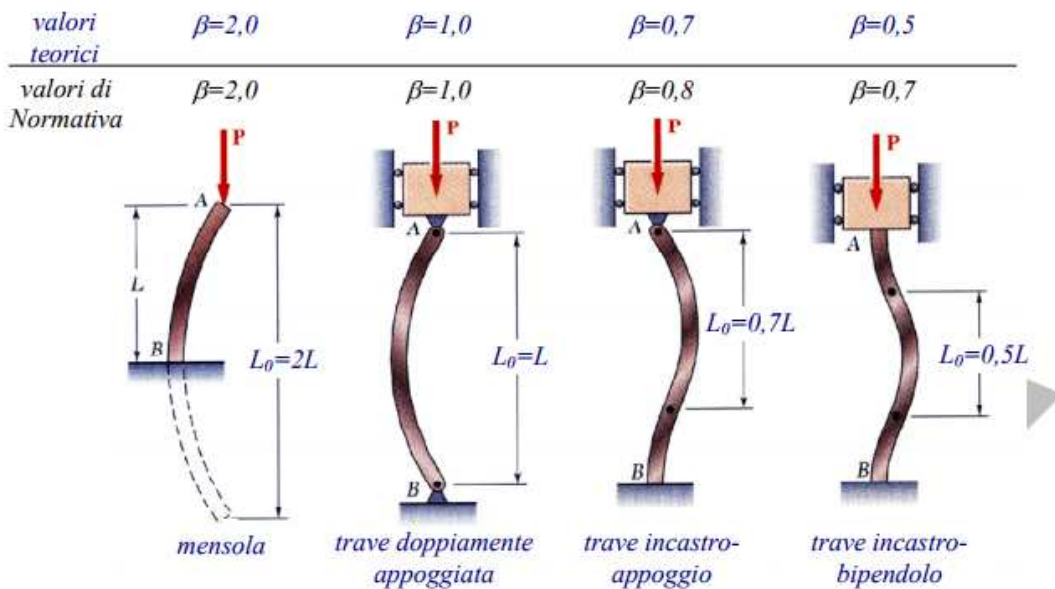
dove $N_{cr} = \frac{\pi^2 * EJ}{L_o^2}$

Nella formulazione precedente

$$E = 210 * 10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$J = 0.000119 m^4$$

$$L_o = \beta L = 1 * 12 = 12 m$$



Risulta:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 1391 kN$$

Dunque essendo $N_{Ed} = 1288 kN$ la verifica risulta essere soddisfatta.

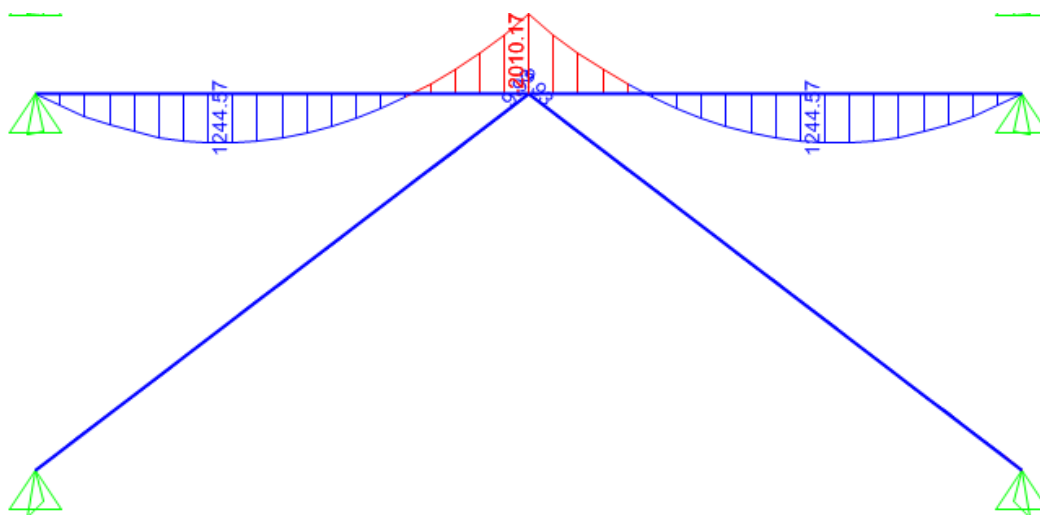
9.5 VERIFICA *SLU STRU* TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+R1)

VERIFICA A MOMENTO

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Per ricavare la sollecitazione massima a flessione nella trave di ripartizione si è ricavato il carico uniformemente distribuito sulla trave di ripartizione su ParatiePlus 17 nella combinazione A1+M1+R1. Tale carico è stato applicato allo schema trave/puntone su Sap2000. Il momento massimo risulta essere 2010.17 kNm sul singolo profilato, quindi 1005.085 kNm sulla trave (2HEB500) .



La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale per le sezioni di classe 1 e 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1261 \text{ kNm}$$

Ove W_{pl} della sezione composta è la somma di W_{pl} dei due profilati HE500B ($W_{pl}=4815\text{cm}^3$)

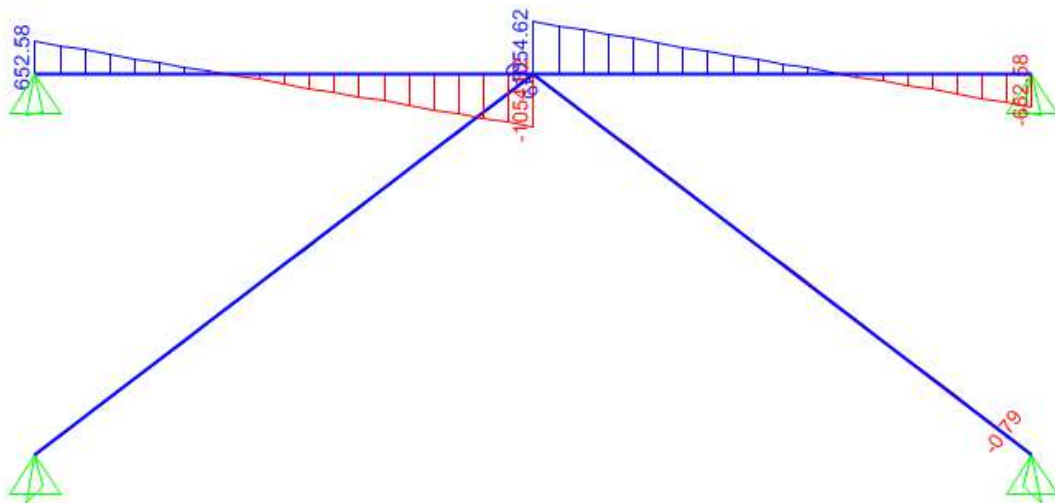
Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio di calcolo T_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{c,Rd}} \leq 1$$

Per ricavare la sollecitazione massima a taglio nella trave di ripartizione si è ricavato il carico uniformemente distribuito sulla trave di ripartizione su ParatiePlus 17 nella combinazione A1+M1+R1. Tale carico è stato applicato allo schema trave/puntone su Sap2000. Il taglio massimo risulta essere 1054.62 KN sul singolo profilato, quindi 527.31 kN sulla trave (2HEB500) .



La resistenza di calcolo taglio della sezione $T_{c,Rd}$ vale:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2156.65 \text{ kN}$$

Ove A_v della sezione composta è la somma di A_v dei due profilati HE500B ($A_v=89.82 \text{ cm}^2$)

Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

9.6 VERIFICA SLU UPL

Le opere geotecniche, come riportato al paragrafo 6.2.3.2 della NTC 2008, devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limiti di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6)$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua.

Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.

Nel caso in esame si è assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni interstiziali a monte e a valle della paratia fino all'intradosso del tappo di fondo e pressioni interstiziali nulle all'interno del tappo stesso. Nella verifica a sollevamento del tappo si è tenuto conto dell'apporto di resistenza aggiuntivo dato dall'attrito con la paratia. Per valutare le tensioni normali che favoriscono l'attrito tra parete e terreno sono state considerate le pressioni interstiziali (idrostatiche) a monte della paratia, agenti lungo lo spessore del tappo stesso:

$$\sigma_{stb,d} = \gamma_{G1} * h_{jet\ grouting} * \gamma_{jet\ grouting} + R_{lat} = 160.65 + 22.93 = 183.58\ kPa$$

$$u_{inst,d} = \gamma_{G1} * u_{(fondo_{jet-grouting})} = 183.15\ kPa$$

Essendo $\sigma_{stb,d} > u_{inst,d}$ la verifica risulta essere soddisfatta con un tappo di jet-grouting di altezza pari a 8.5 m.

9.7 INCIDENZA PALI

Si valuta l'incidenza del palo e risulta pari a $112 \frac{kg}{m^3}$.

	ϕ (mm)	L (m)	N° Ferri	Peso (kg)
Ferri Long.	22	12	22	787.776
Ferri Long.	22	12	22	787.776
Elica	10	3	110	234.542
Anello	24	3	11	122.714
				1932.808

TOT

Volume CLS (m ³)	17.279
INCIDENZA (kg/m³)	112.00