

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa

Relazione di calcolo opere provvisionali- parte 4 di 6

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 CL VI1203 004 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	
A	Emissione definitiva	M. Tartaglia	Novembre	M. E. D'Effremo	Novembre	F. Sparacino	Novembre 2019	

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° 620/83



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
 Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	2 di 47

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	ACCIAIO	7
3.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.	7
3.1.2	Profilati e piastre metalliche	7
3.2	CALCESTRUZZO.....	7
3.2.1	Calcestruzzo magro per getti di livellamento.....	7
3.2.2	Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali.....	7
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	9
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
5.1	TERRENO	11
5.2	JET GROUTING	12
6	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI.....	13
6.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	13
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008	16
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	16
7.2	VERIFICHE ALLO SLU.....	20
7.2.1	Pressoflessione.....	20
7.2.2	Taglio	21
8	ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI	24
8.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO.....	24



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
 Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	3 di 47

8.1.1	Sezione P31	24
8.2	SCHEMA E FASI DI CALCOLO	26
8.2.1	Sezione P31	26
8.3	SEZIONE P31.....	31
8.3.1	RISULTATI (combinazione SLE):	31
8.3.2	RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PARATIA DI PALI (combinazione A1+M1+RI):.....	32
8.3.3	VERIFICA SLU GEO PARATIA DI PALI (combinazione A2+M2+RI).....	36
8.3.4	VERIFICA SLU STRU PUNTONE (combinazione A1+M1+RI)	37
8.3.5	VERIFICA SLU STRU TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+RI)	40
8.3.6	VERIFICA SLU UPL E HYD.....	42
8.3.7	Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.....	46



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI012 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	4 di 47

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle opere provvisionali si riferisce alla progettazione definitiva del Lotto 5 della Linea Ferroviaria Messina-Catania-Palermo nella tratta PM palermo Catenanuova. La relazione è relativa al viadotto VI12, avente una lunghezza di circa 1990 m (VI12).



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA**

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 12 03 06	REV. B	FOGLIO 5 di 47
-------------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	-------------------

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e standard di riferimento

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» (GU n. 42 del 20 febbraio 2018)
- Rif. [2] Circolare Applicativa n 7 del 21 gennaio 2019 (GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5.)
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 C– rev 21/12/2018)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C – rev 21/12/2018)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 C – rev 21/12/2018)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 C – rev 21/12/2018)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 B – rev 21/12/2018)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 C– rev 21/12/2018)
- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)
- Rif. [11] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- Rif. [12] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI CS SP IFS 005 B - rev 22/12/2017)

2.2 Documenti di riferimento

Nella presente relazione si è fatto riferimento ai seguenti elaborati grafici:

GEOTECNICA																						
Relazione geotecnica generale	-	R	S	3	E	5	0	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1	B
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.9 di 10	1:2.000/200	R	S	3	E	5	0	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	9	B
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.10 di 10	1:2.000/200	R	S	3	E	5	0	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	1	1	B



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
 Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	6 di 47

ELABORATI GRAFICI OPERE PROVVISORIALI																							
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 1 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	1	5	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 2 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	1	6	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 3 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	1	7	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 4 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	1	8	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 5 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	1	9	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 6 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	0	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 7 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	1	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 8 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	2	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 9 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	3	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 10 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	4	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 11 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	5	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 12 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	6	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 13 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	7	B		
Pianta fondazioni e sezione longitudinale - tav. 14 di 14	R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	0	4	0	0	0	2	8	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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	8 di 47

- classe di consistenza: S4
- dimensione massima dell'inerte: $D_{\max} = 32 \text{ mm}$
- copriferro minimo: $c_{f,\min} \geq 50 \text{ mm}$

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 VI04. In Figura 1, è rappresentato una parte del viadotto ove sono presenti le sezioni P23, P29, P30, P31, P32, P45, P46 e P47 provviste di opere provvisionali costituite pali in c.a. con a tergo delle colonne di riempimento in jet grouting. La sezione P31 è stata considerata la più gravosa per la sua tipologia e per questo motivo è stata oggetto di studio, in termini di verifiche geotecniche e strutturali. Nella relazione corrente sono presentate le verifiche relative alle opere provvisionali della pila P31.

In particolare le opere provvisionali delle pile P23, P29, P30, P45, P46 e P47 presentano delle lunghezze differenti rispetto all'opera provvisionale della P31. Tali lunghezze, opportunamente dimensionate e verificate, sono pari a 15m per le opere provvisionali delle pile P29 e P30, pari a 17 m per le opere provvisionale delle pile P46 e P47.

Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati grafici relativi al viadotto in esame.

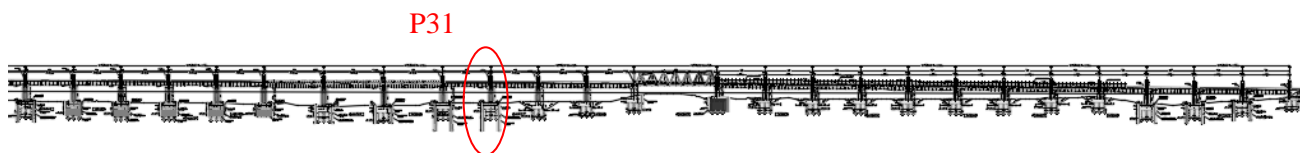


Figura 1

In Figura 2 è rappresentata la sezione dell'opera provvisionale prevista per la pila P31, costituita da pali in c.a. di lunghezza $L=18$ m, sostenuta da due livelli di puntoni. Per ulteriori informazioni si rimanda all'elaborato grafico:

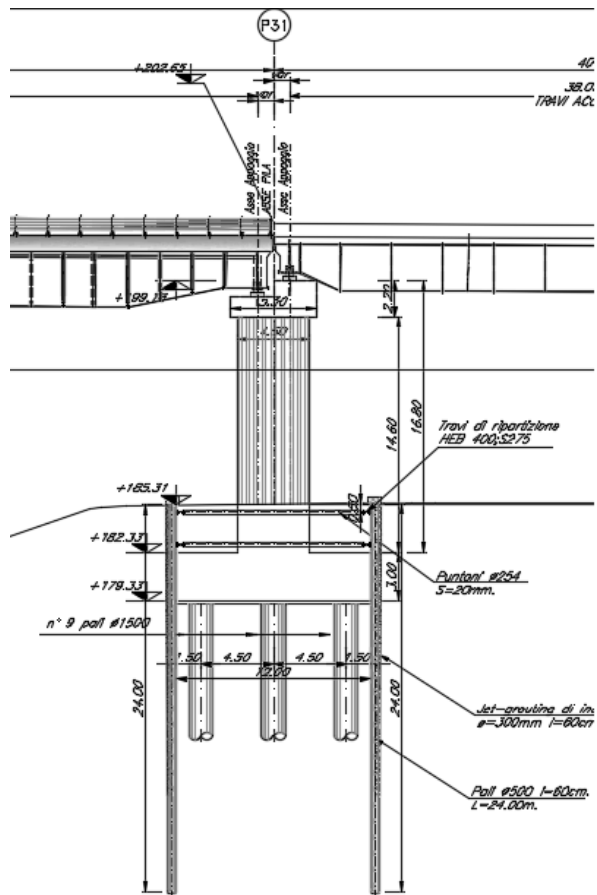


Figura 2

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Terreno

Per l'inquadramento Geotecnico dell'area interessata dalla realizzazione delle opere provvisionali ci si è riferiti a quanto indicato nella seguente documentazione Geotecnica Generale di Progetto:

GEOTECNICA																						
Relazione geotecnica generale	-	R	S	3	E	5	0	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1	B

Dall'esame della suddetta documentazione, è stato possibile riscontrare che lungo il tratto interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto, si rinvenivano nella zona più superficiale limi sabbiosi e sabbie limose con ghiaia e ciottoli (**unità ba**), mentre più in profondità vi sono terreni incoerenti prevalentemente sabbioso ghiaiosi con locali clasti/trovanti (**unità bbi**). Fino alle massime profondità di interesse, si riscontra invece la formazione di Terravecchia (**TRV**), la quale è costituita da una argilla limosa, marnosa con frequenti livelletti limo sabbiosi, a struttura scagliettata. Per maggiori dettagli ed approfondimenti a quanto riportato in merito nella Relazione Geotecnica Generale. Si riportano le caratteristiche fisico-meccaniche di tali terreni:

Unità ba – Depositi alluvionali attuali

$\gamma_{nat} = 18.5 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 24 \div 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$k = 10^{-6} \div 10^{-4} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$E_o = 100 \div 340 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità bbi – Depositi alluvionali recenti incoerenti (sabbia con ghiaia, sabbia ghiaiosa)

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 39^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$V_s = 200 \div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80 \div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità TRV/TRVa – Formazione di Terravecchia

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 21 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 20 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 420 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$k = 5 \cdot 10^{-9} \div 7 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$E_o = 200 \div 900 \text{ MPa}$	Modulo di deformazione elastico iniziale

Il piano campagna è posto ad una quota di 185.26 m s.l.m.m come anche, in via cautelativa, il livello idrico.
Essendo queste opere di tipo provvisorio non è necessaria la verifica sismica.

Nei dimensionamenti delle opere si è considerata dunque la seguente stratigrafia:

	Litotipo	POTENZA m	γ KN/m ³	c' KPa	ϕ'	E_0 MPa	E_{vc} MPa	E_{ur} MPa	
0	Riporto antropico	Ra	1.3	20	0	35	-	30	48
-1.6	Unità bai Depositi alluvionali attuali	bai	5	19	0	28	150	50	80
-5.8	Unità bbi Depositi alluvionali recenti incoerenti (sabbia con ghiaia, sabbia ghiaiosa)	bbi	4.2	19.5	0	35	160	80	128
-10	Unità TRV Formazione di Terravecchia	TRV		20.5	5	22	450	150	240

5.2 Jet grouting

Per il jet grouting sono state assunte le seguenti caratteristiche:

- $c' = 100$ kPa
- $\phi' = 34^\circ$
- $E = 162.5$ MPa (5 volte il terreno in posto)

6 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

6.1 Metodologia di calcolo

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.

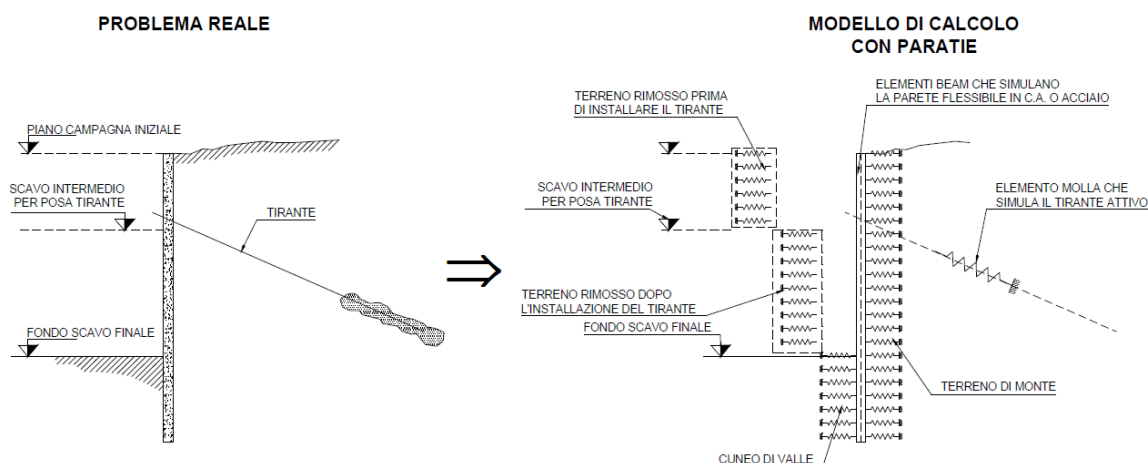
Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 18.1.0

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 idrostatiche, 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 stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

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



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12 E_m J_p}$$

dove:

E_m modulo elastico del materiale costituente la paratia

J_p inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace (σ'_h) e la tensione verticale efficace (σ'_v) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da:

$$k = E / L$$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidità di ogni molla è:

$$K = \frac{E\Delta}{L}$$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_p = \frac{2}{3} \ell_p \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

dove l ed l_p e sono rispettivamente:

$$\ell_A = \min\{l, 2H\};$$

$$\ell_p = \min\{l - H, H\}$$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza(≤ 1) associata al bulbo di ancoraggio.

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 14/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra *Stati Limite Ultimi* e *Stati Limite di Esercizio*.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 14.01.08, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 14.01.08 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 14.01.08, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_j .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera.(Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'**APPROCCIO 1**, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg "6.5.3.1.2 Paratie" del DM 14.01.08, ovvero:

SLU di tipo geotecnica (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 del complesso opera di sostegno-terreno;

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.

Si è infine proceduto con una verifica nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE), effettuando una stima delle deformazioni dell'opera e dei cedimenti del piano limite a tergo.

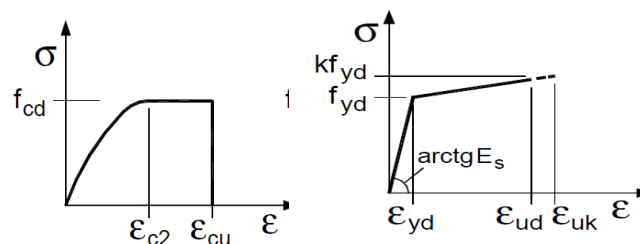
Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Ciascuno degli Stati Limite di verifica previsti per le Paratie, è stato esaminato riferendosi alla Combinazioni 1 per il caso dei Stati Limite STR ed alla Combinazione 2 per gli Stati Limite (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

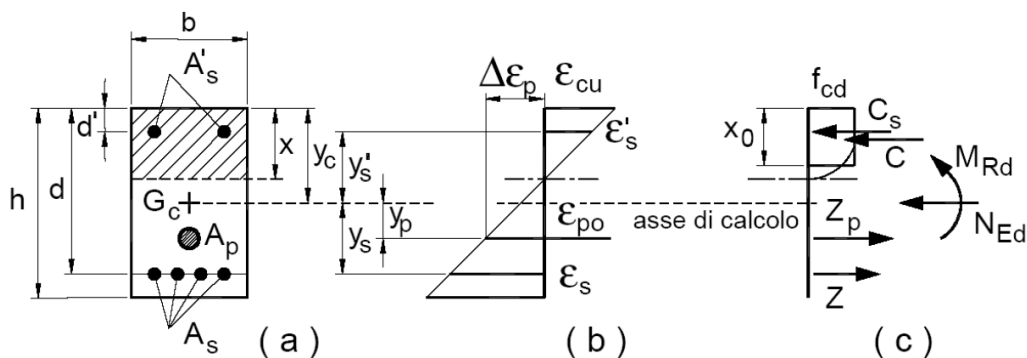
7.2 VERIFICHE ALLO SLU

7.2.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.2.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} 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}

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

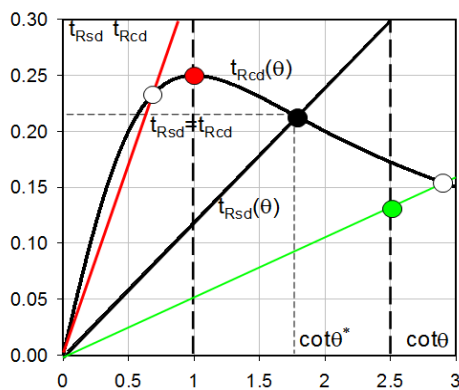
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cotg \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0,5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrane non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	23 di 47

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

8 ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

8.1 Descrizione delle sezioni di calcolo

8.1.1 Sezione P31

Paratia di pali in c.a.:

Dp = 500 mm	diametro di perforazione
i = 0.6 m	interasse longitudinale tra i pali
L = 18.0 m	lunghezza del palo

Armatura dei pali:

20 ϕ 26	armatura longitudinali in acciaio B450C
ϕ 12 passo 10cm	armatura a taglio in acciaio B450C

jet grouting di intasamento la cui efficiacia sarà da confermare con specifico campo prove

ϕ = 800 mm	diametro delle colonne
i=0.6 m	interasse longitudinale colonne in jet grouting
L=18m	Lunghezza trattamento
185.26 m s.l.m.m.	quota inizio trattamento
167.26 m s.l.m.m	quota piede trattamento

Sistema di puntoni:

La Figura 3 mostra la pianta dello scavo della sezione P31

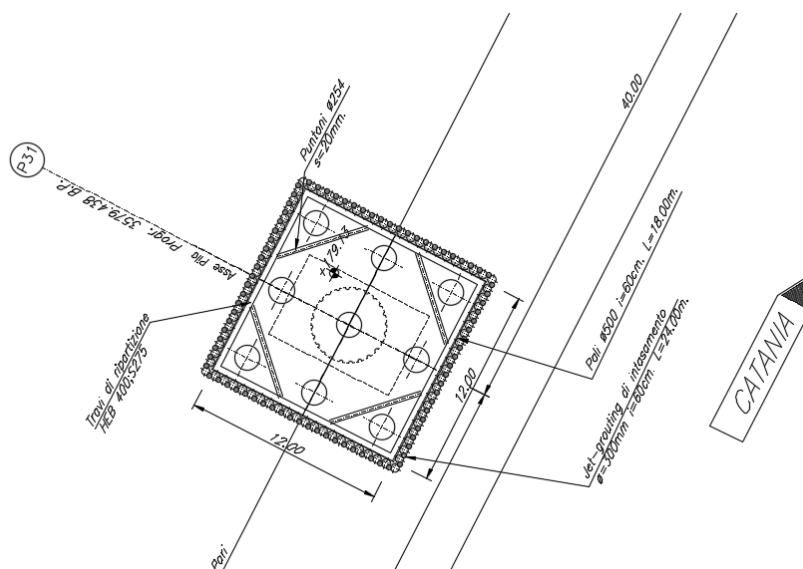


Figura 3

I puntone sono sezioni circolari cave in acciaio (S275) aventi $\Phi 254$ mm inclinati di circa 45° .

La rigidezza del puntone è stata valutata tramite una modellazione agli elementi finiti in ambiente Midas Civil. Alla trave di ripartizione è stato applicato un carico uniformemente distribuito di 1 KN/m e si è mediato lo spostamento in corrispondenza della mezzera della trave di ripartizione del punto medio (sempre sulla trave di ripartizione) tra appoggio e collegamento trave/puntone = $0,030 \cdot 10^{-3}$ m. Tramite la formula $k = \frac{1}{u}$ si valuta la rigidezza $k \approx 33195,79$ kN/m da applicare alle molle nel modello in Paratie Plus. La Figura 4 mostra lo schema statico utilizzato in Midas Civil:

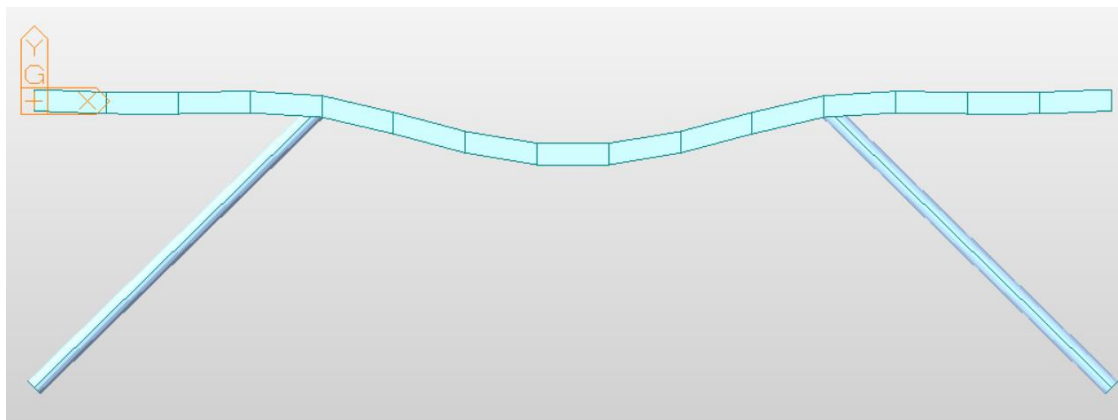


Figura 4

8.2 Schema e fasi di calcolo

8.2.1 Sezione P31

GEOMETRIA SEZIONE P31

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

La massima altezza di scavo è di 6.2 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 posto in prossimità dell'estradosso della paratia.

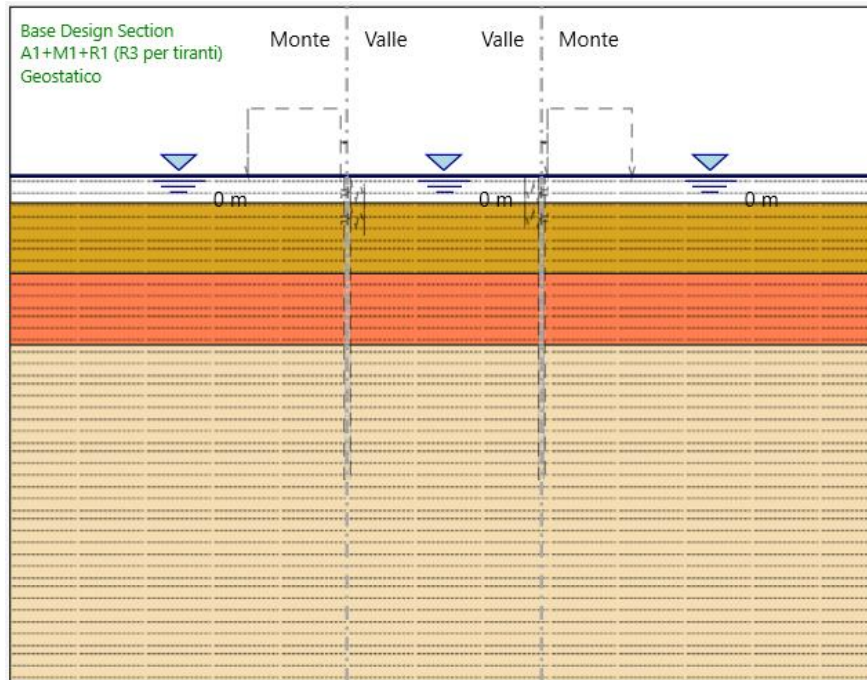
Tipo paratia: **Paratia di pali destra e sinistra**

Altezza fuori terra	6.2	[m]
Profondità di infissione	11.8	[m]
Altezza totale della paratia	18.0	[m]
Numero di file di pali	1	[m]
Interasse fra i pali della fila	0.6	[m]
Diametro dei pali	0.5	[m]
Armatura longitudinale	20 ϕ 26	[-]
Armatura a taglio	ϕ 12 con passo 10 cm	[-]

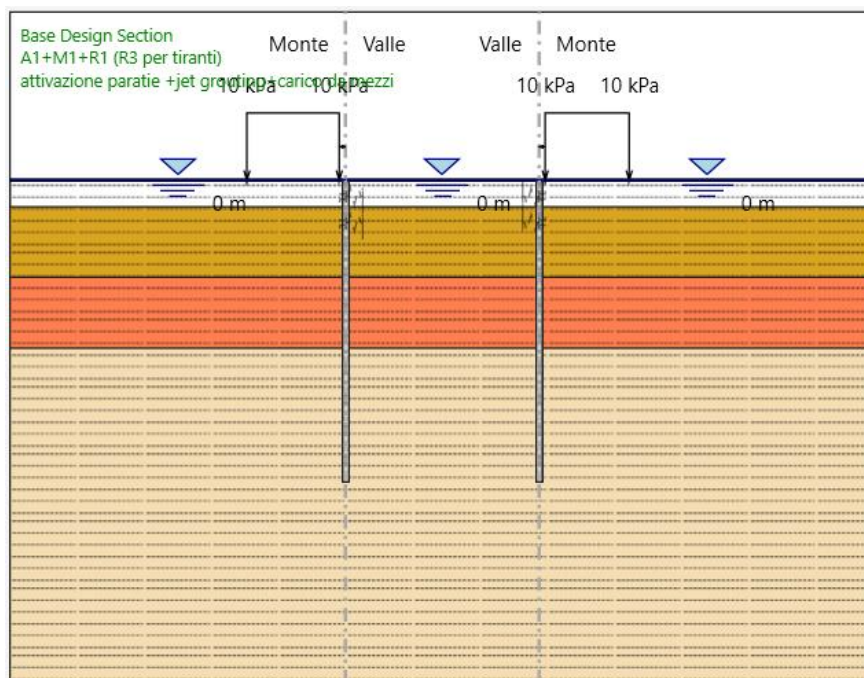
Il cordolo di collegamento dei pali ha dimensioni trasversali 0.60 m x 0.60 m.

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

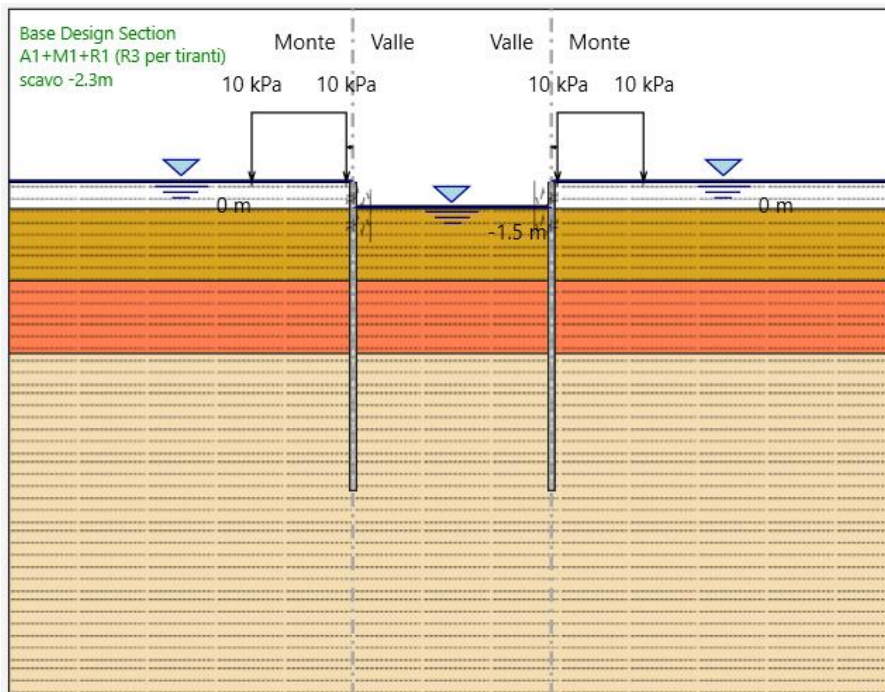
Fasi di calcolo



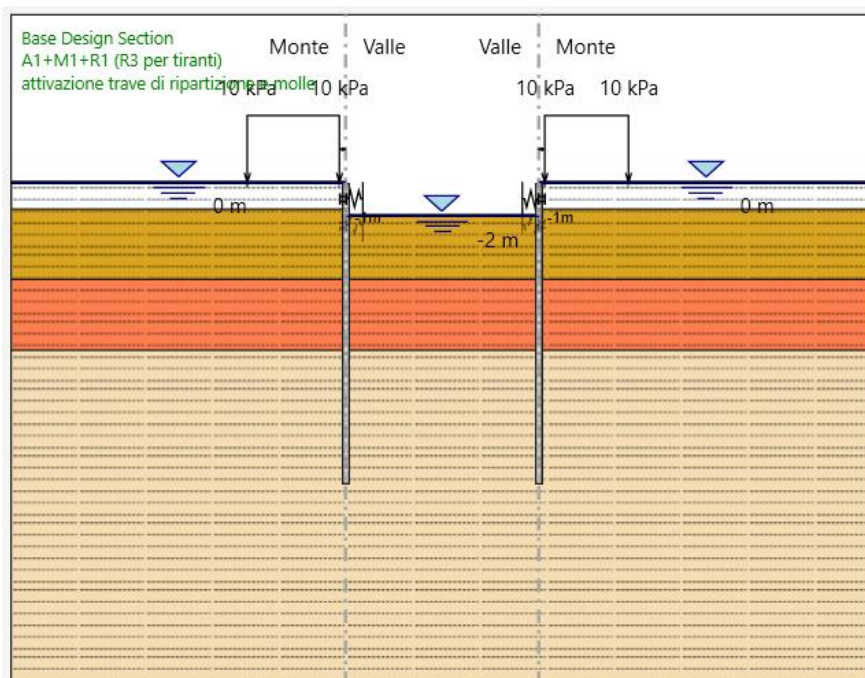
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



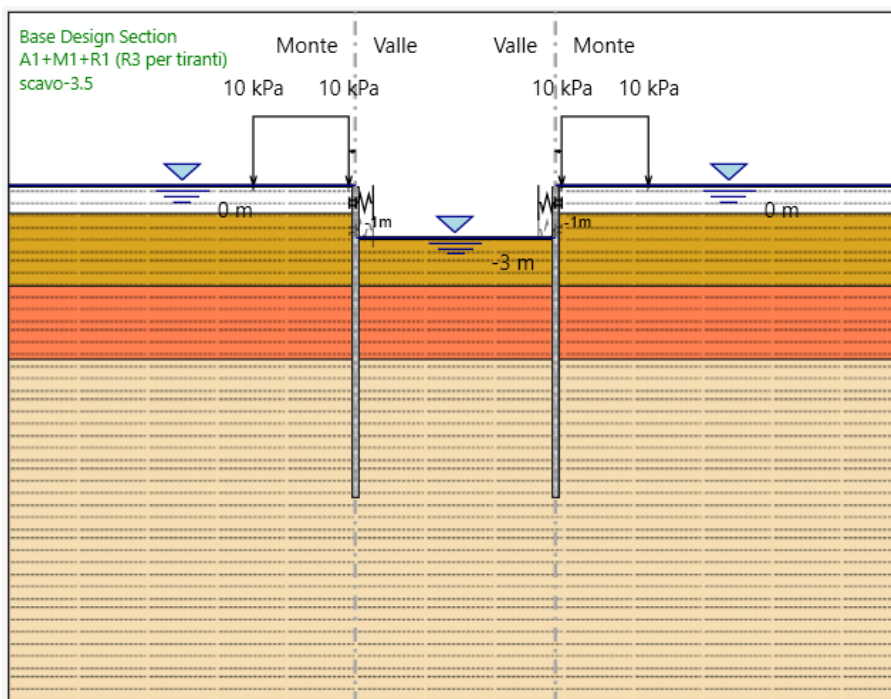
FASE 1: Installazione delle paratie di pali + attivazione carico di cantiere $q_{acc}=10.0$ kPa



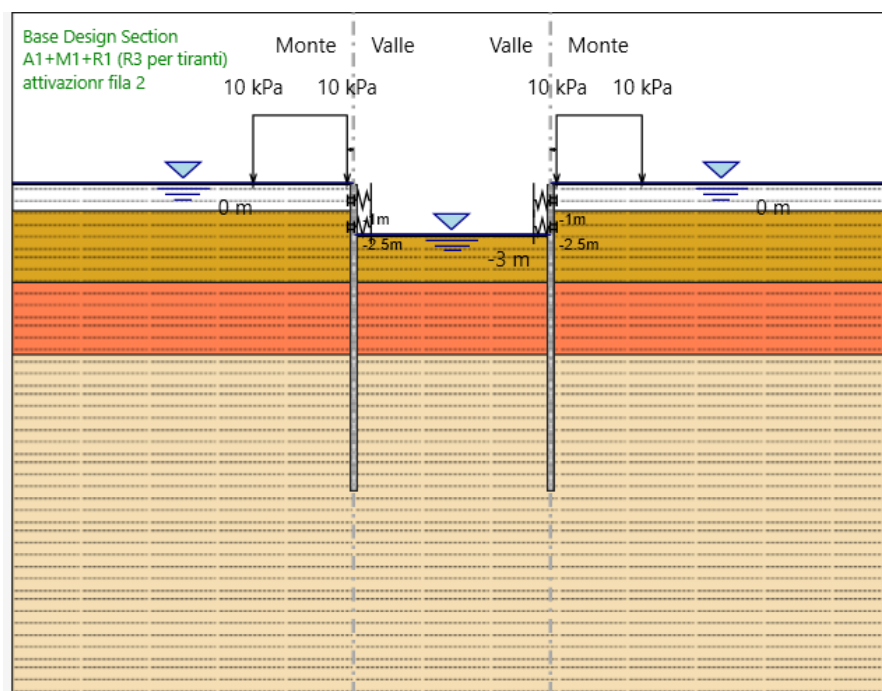
FASE 2: Scavo fino a arrivare a 1 m dal p.c.



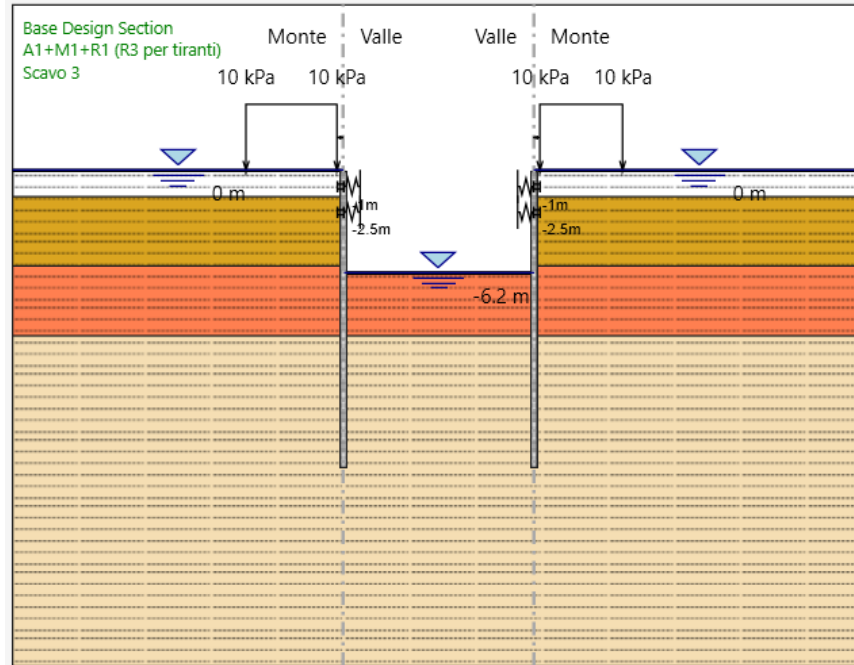
FASE 3: Installazione dei puntoni, con relative travi di ripartizione dei carichi, 1 metro dalla testa della paratia



FASE 5: Scavo fino ad arrivare a 3m da p.c.



FASE 6: Installazione dei puntoni, con relative travi di ripartizione dei carichi, a 2.5 metri dalla testa della paratia



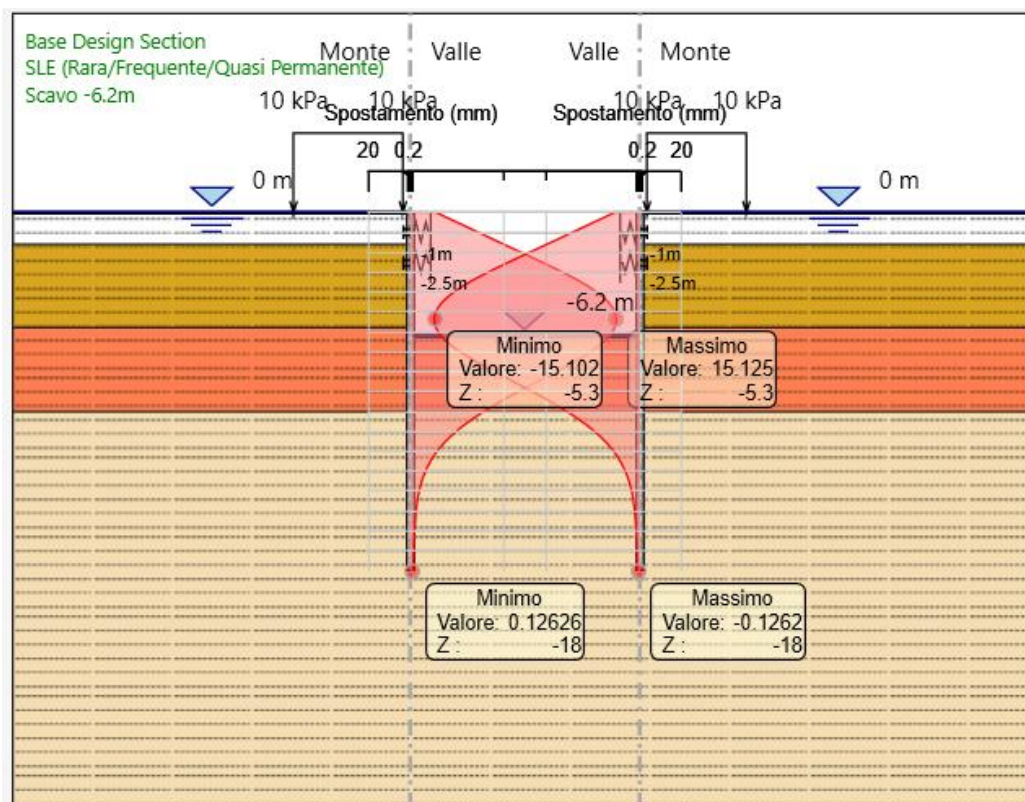
FASE 7: Scavo fino ad arrivare a 6.2 m da p.c.

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

8.3 SEZIONE P31

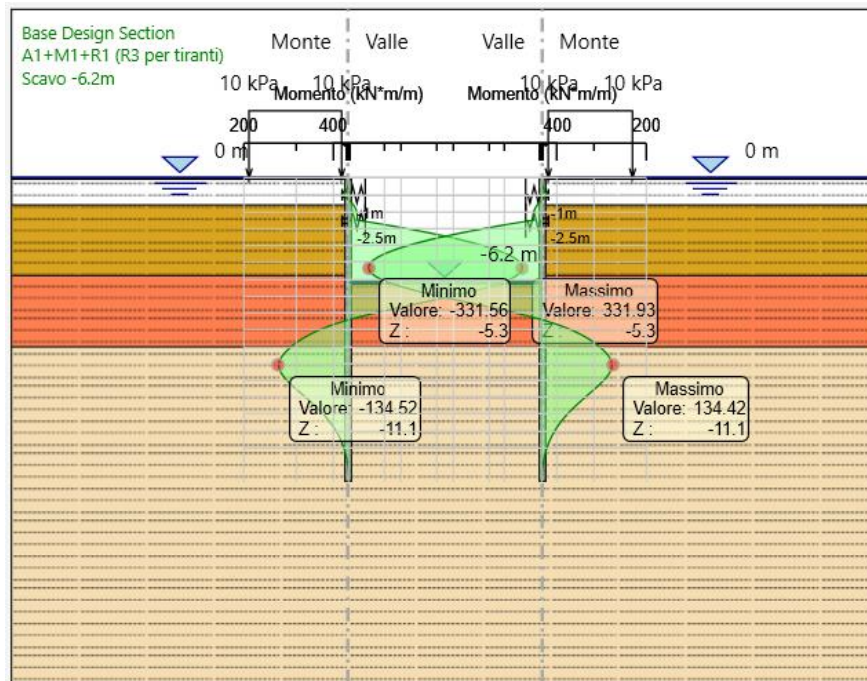
8.3.1 RISULTATI (combinazione SLE):

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia di sinistra e di destra vale 1.5 cm, che si attinge ad una profondità di 5.3 m da testa paratia.

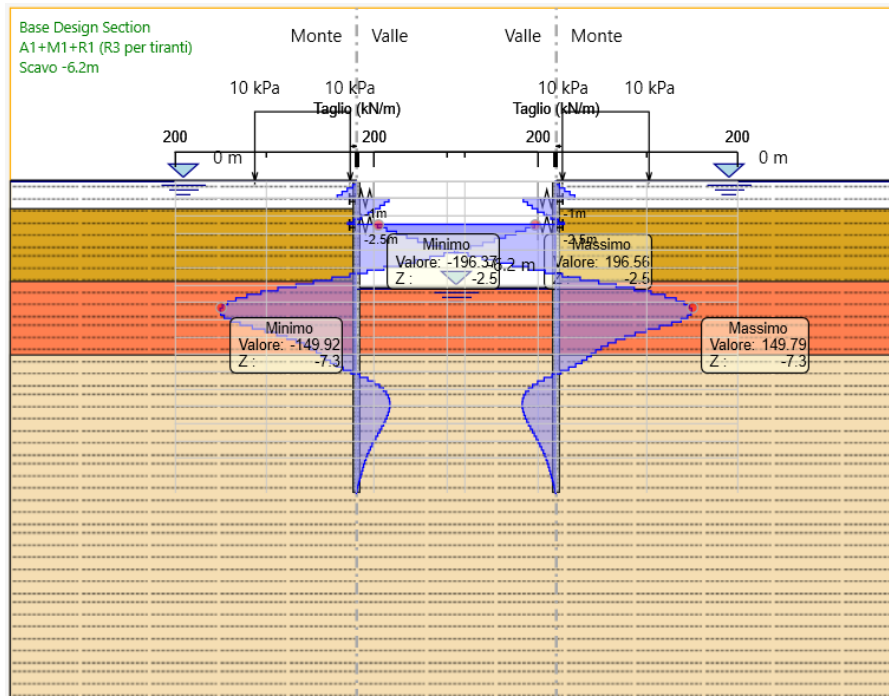


8.3.2 RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PARATIA DI PALI (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra e di destra si ha ad una quota di 5.3 m da testa palo e risulta pari a 331.9 kNm/m.

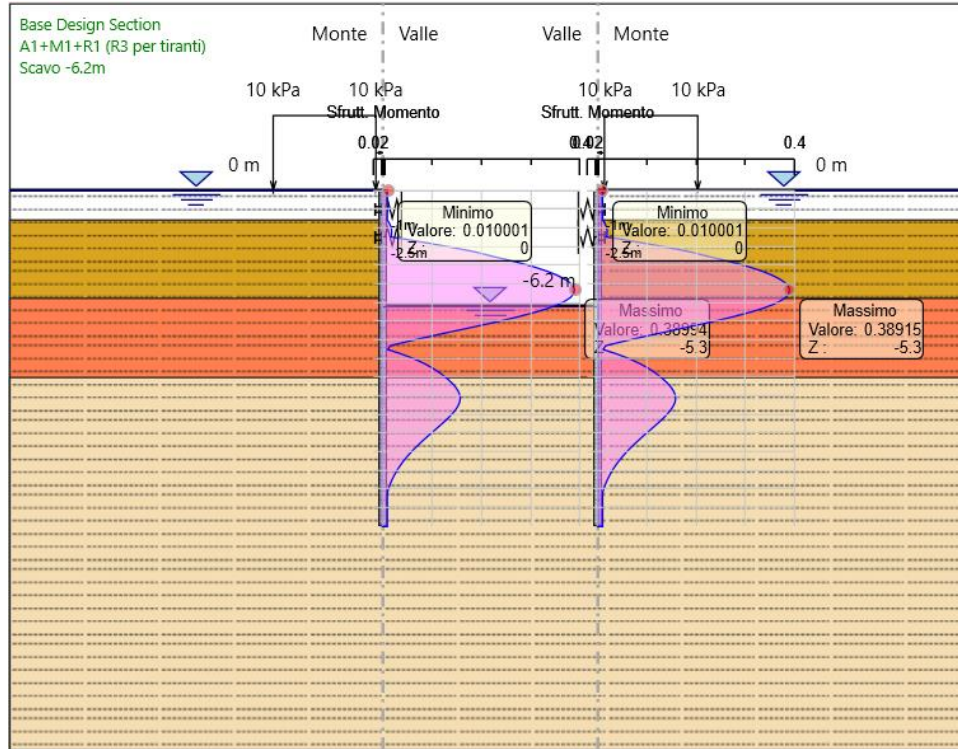


Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra e di destra si ha ad una quota di 5 m da testa palo e risulta pari a 196.56 kN/m.

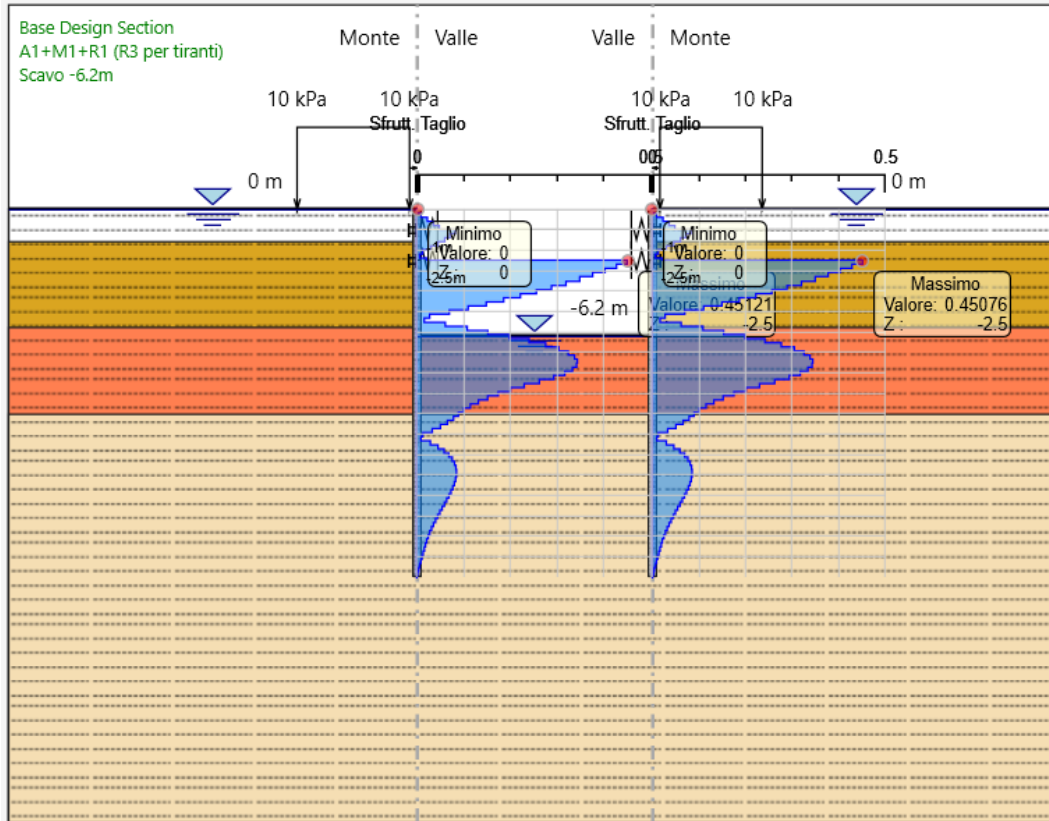


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali in c.a. e a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nei pali in c.a. in comb. A1-M1-R3 ($T.S.F._{max} = 0.39 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)



Tasso di sfruttamento a taglio nei pali im c.a. in comb. A1-M1-R3 ($T.S.F._{max} = 0.45 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)

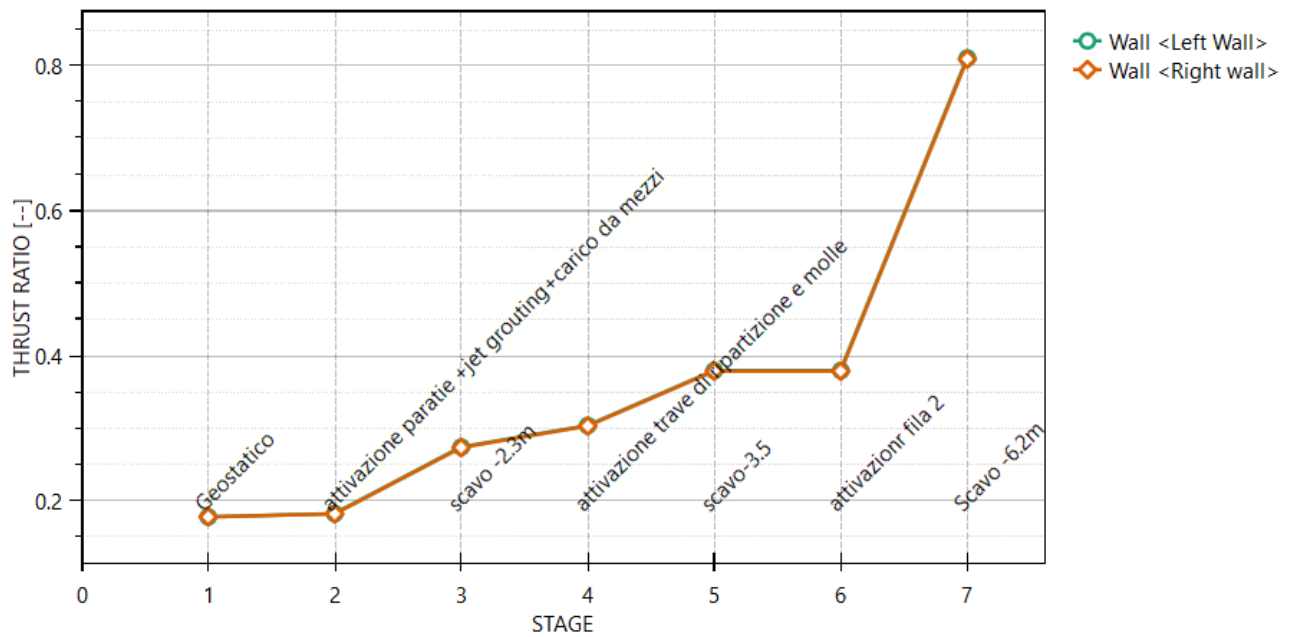


8.3.3 VERIFICA SLU GEO PARATIA DI PALI (combinazione A2+M2+R1)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa l'82% sulla paratia di sinistra e di destra.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

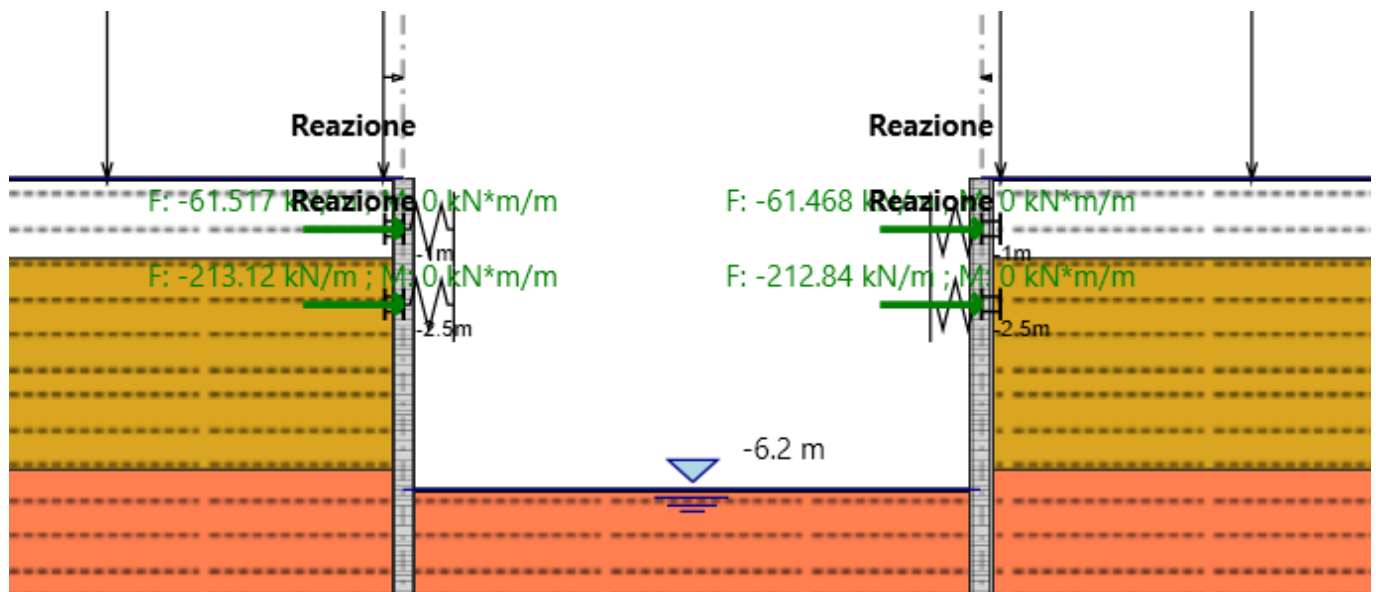
D.A. <A2+M2+R1>



8.3.4 VERIFICA SLU STRU PUNTONE (combinazione A1+M1+RI)

I puntone sono caratterizzati da un profilo circolare cavo $\phi 254$ s=20mm.

Tramite il programma di calcolo Paratie Plus è stata valutata la reazione delle molle in combinazione A1+M1+R1 che risulta essere pari a 212.84 kN/m sul lato destro e sul lato sinistro del muro.



Tale reazione è stata utilizzata come moltiplicatore del carico unitario nel modello in Midas Civil.

In tal modo è stato valutato lo sforzo normale agente sul singolo puntone.

Tale sforzo è $N_{Ed} = 1151.1$ kN. Si è proceduto dunque alla verifica di instabilità del puntone compresso.

$N_{b,Rd}$ 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:

$$\frac{d}{t} = 12.7 \leq 50\epsilon^2 = 42.5$$

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

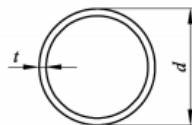
Sezioni tubolari						
						
Classe	Sezione soggetta a flessione e/o compressione					
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$					
	Nota	Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6.				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	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

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

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 0.0248$$

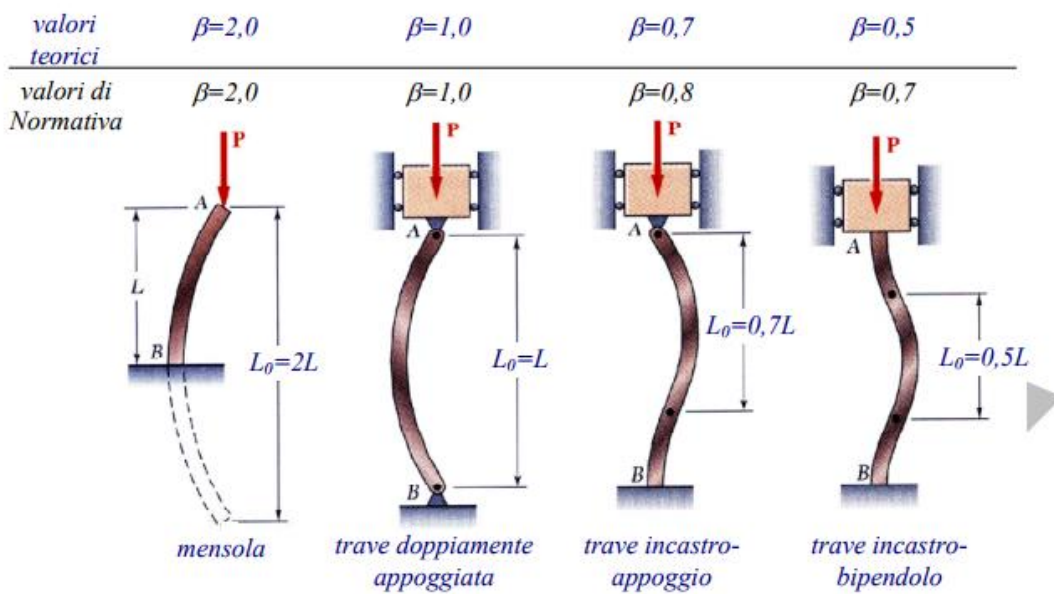
dove $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L_n^2} = 6.56 \cdot 10^6$ kN e $\alpha = 0.21$ essendo il tubolare una sezione formata a caldo.

Nella formulazione precedente

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

$$J = 1.01 * 10^{-4} m^4$$

$$L_o = \beta L = 1 * 5.66 = 5.66 m$$



Risulta:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 3515.9 kN$$

Dunque essendo $N_{Ed} = 1151.1 kN$ la verifica risulta essere soddisfatta.

8.3.5 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 18 nella combinazione A1+M1+R1. Tale carico è stato applicato allo schema trave/puntone su Midas Civil. Il momento massimo risulta essere 272.3 KNm.



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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 846.47 \text{ kNm}$$

Ove W_{pl} della sezione composta è la somma di W_{pl} dei due profilati HE400B ($W_{pl}=3232\text{cm}^3$)

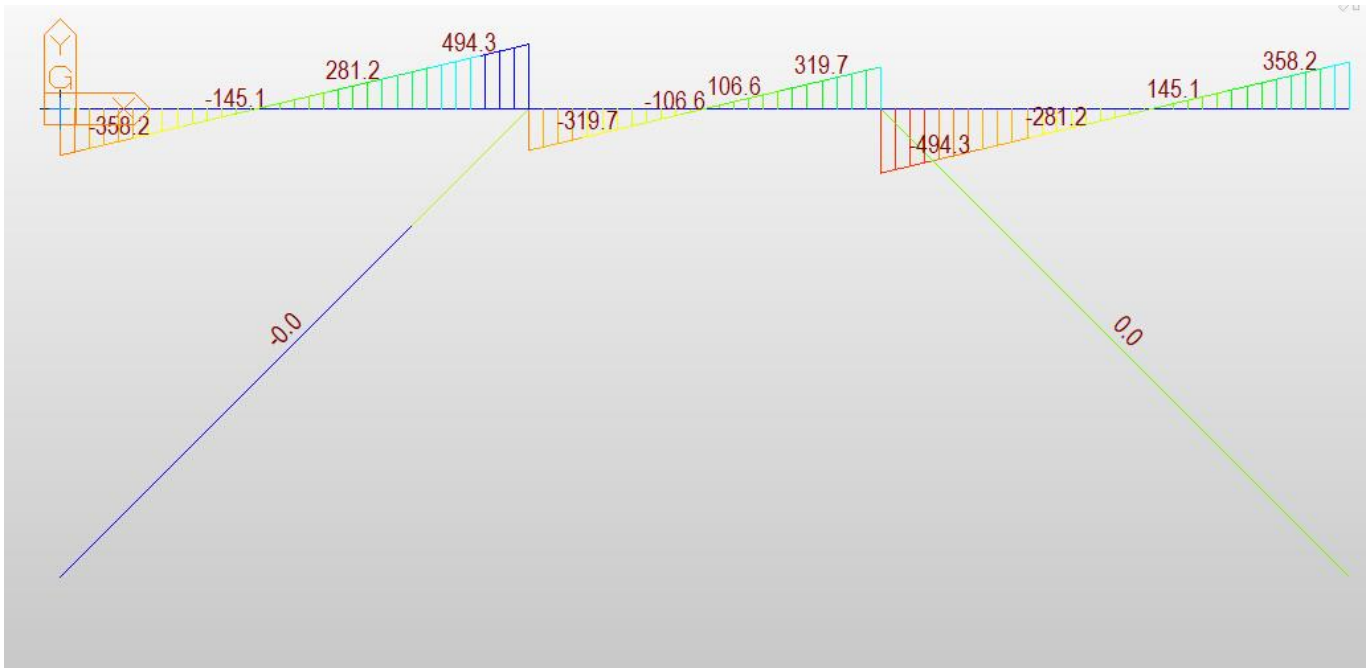
Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

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 18 nella combinazione A1+M1+R1. Tale carico è stato applicato allo schema trave/puntone su Midas Civil. Il taglio massimo risulta essere 494.3 KN.



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

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yd}}{\sqrt{3}} = 1058.17 \text{ kN}$$

Ove A_v della sezione composta è la somma di A_v dei due profilati HE400B ($A_v=69.98 \text{ cm}^2$)

Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

8.3.6 VERIFICA SLU UPL E HYD

Il § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante ($V_{inst,d}$) ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d), ovvero:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gi}

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

In presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si configurano due potenziali meccanismi di instabilità della zona a valle delle opere, e che vanno indagati, ovvero :

- *Instabilità del fondo scavo per “sifonamento”*
- *Instabilità del fondo scavo per “sollevamento”*

I fenomeni sono legati essenzialmente ai processi di filtrazione che si innescano verso la zona di fondo scavo a completamento degli scavi, che avvengono “a breve termine” per terreni a grana grossa, ovvero a “lungo termine” per terreni a grana fine, o comunque, in quest’ultimo caso, alla sovrappressione di tipo idrostatico che agisce a piede del cuneo di terreno potenzialmente instabile immediatamente a ridosso dell’opera.

Nel caso in esame i terreni interessati dal moto di filtrazione sono caratterizzati da differenti valori della conducibilità idraulica pertanto, al fine di determinare la sovrappressione idrodinamica agente ai piedi della paratia, si sono determinate le perdite di carico che si hanno in ciascun strato e pari a:

$$\Delta H_i = \Delta H \frac{\frac{l_i}{k_i}}{\sum_j \frac{l_j}{k_j}}$$

con

ΔH_i perdite di carico nell'iesimo strato;

ΔH carico idraulico

l_i spessore dell'iesimo strato

k_i conducibilità idraulica dell'iesimo strato

Determinate le perdite di carico e assumendo come piano $z=0$ quello passante per il piede della paratia, si può determinare la pressione idrodinamica agente in corrispondenza del piede della paratia:

$$u = \left(H_w - \sum_j \Delta H_i - z \right) \cdot \gamma_w$$

dove

H_w altezza piezometrica di monte

$\sum_j \Delta H_i$ perdite di carico nella sezione in esame, somma delle perdite di carico negli strati di monte

z quota geotetica (assunta pari $z=0$ se si valutano le pressioni al piede della paratia).

Nota la pressione idrodinamica agente, si può determinare l'aliquota di sovrappressione dovuta al moto di filtrazione e quindi le forze instabilizzanti agenti sul volume di terreno oggetto della verifica in esame:

$$V_{inst,d} = \gamma_{G1} \cdot u_{idrodin} \cdot B \cdot L$$

Con B e L larghezza e profondità dello scavo pari rispettivamente a 12 e 16m.

Mentre le forze stabilizzanti sono date dal peso alleggerito del volume di terreno soggetto a verifica:

$$G_{st,d} = \gamma_{G1} \cdot \gamma' \cdot h \cdot B \cdot L$$

Con h spessore del volume soggetto a verifica

Nel caso in esame si ha:

H_w	ΔH	$\sum \Delta H_i$	$U_{\text{idrodin, fondo scavo}}$	$V_{\text{inst,d}}$	$G_{\text{stb,d}}$	$(G_{\text{stb,d}} + R_d)/V_d$
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kN]	[kN]	[-]
18	6.2	3.10	148.99	6271.70	19756.08	3.15

Essendo le forze stabilizzanti maggiori di quelle instabilizzanti, la verifica a sollevamento del fondo scavo è verificata.

In aggiunta al meccanismo di sollevamento, la normativa al § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 prescrive di effettuare verifiche specifiche nei riguardi del rischio di “sifonamento”, che riguarda specificamente le condizioni di filtrazione che si innescano a valle degli scavi, per effetto dei quali, a seguito dell’incremento delle pressioni interstiziali nella zona di valle, si può determinare un annullamento delle tensioni verticali efficaci e quindi la completa perdita di resistenza del terreno che determina un trasporto delle particelle da parte dell’acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno.

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

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

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

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

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
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.

Nel caso in esame si è effettuata la verifica alla base dell’ Unità bbi – Depositi alluvionali recenti incoerenti (sabbia con ghiaia, sabbia ghiaiosa).

Come pressione instabilizzante $u_{inst,d}$ si è considerata la pressione indrodinamica agente alla base dello strato *bbi* determinata tramite la:

$$u = \left(H_w - \sum_j \Delta H_i - z \right) \cdot \gamma_w \cdot \gamma_{G1}$$

Si riportano i risultati delle analisi:

$u_{istb,d}$	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/u_{istb,d}$
[kPa]	[kPa]	[-]
59.83	80.73	1.35

Sia la verifica nei confronti del sollevamento del fondo scavo e sia del sifonamento sono soddisfatte.

8.3.7 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 14.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 14.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

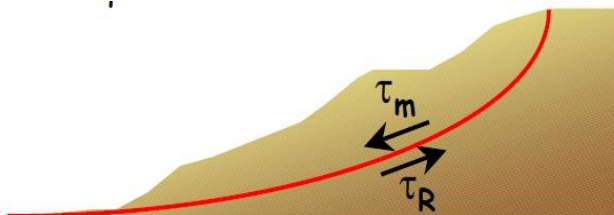
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

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 il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA**

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali parte 2 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 06	B	47 di 47

Le verifiche sono state effettuare rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica

Nel caso in esame la verifica non risulta significativa in quanto non esistono superfici di scorrimento circolari ammissibili che hanno tratto finale ricadente nella parte di scavo tra le paratie.