

S.S. 42 "DEL TONALE E DELLA MENDOLA"
VARIANTE EST DI EDOLO

PROGETTO DEFINITIVO



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

PONTE SUL FIUME OGLIO

SPALLA SX - PARATIA DI PRESOSTEGNO DEGLI SCAVI
RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T02VI01STRRE05_B

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

COMI21 D 1810

CODICE
ELAB.

T02VI01STRRE05

B

-

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS
E PER RICHIESTA MODIFICA TRACCIATO

EMISSIONE

DESCRIZIONE

Agosto 2021

Maggio 2021

DATA

M. Barale

M. Barale

REDATTO

A. Rodino

A. Rodino

VERIFICATO

A. Rodino

A. Rodino

APPROVATO

INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. INQUADRAMENTO GENERALE	3
4. OPERE IN PROGETTO	5
5. PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	7
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
7. AZIONI DI CALCOLO	9
7.1 Spinta delle terre	9
8. COMBINAZIONI DI CARICO	11
9. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO	12
10. ANALISI DI CALCOLO E VERIFICHE.....	14
10.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO).....	15
10.2 Verifiche di tipo strutturale (STR).....	20
10.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio	24
11. CONCLUSIONI.....	27

ALLEGATO A DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO

1. Introduzione

La presente relazione viene redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Oggetto della presente relazione é il Ponte sul Fiume Oglio.

Trattasi di un ponte con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo costituito da una unica campata, ad asse rettilineo in semplice appoggio, della lunghezza (distanza tra gli appoggi) pari a 60.00 m.

Nella presente relazione vengono espone le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alle **paratie tipo "berlinese"** previste a sostegno degli scavi per la realizzazione della **spalla SX** del ponte.

2. Normative di riferimento

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»";
- Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";
- Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione";
- UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";

3. Inquadramento Generale

Ai fini delle analisi e delle verifiche riportate nella presente relazione, nel seguito si evidenziano le principali caratteristiche di Ubicazione e Classificazione dell'opera necessarie per la più corretta definizione delle azioni di calcolo, in accordo a quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

Il nuovo ponte in oggetto è ubicato a monte dell'abitato di Edolo e consente alla nuova variante stradale in progetto di scavalcare il letto del Fiume Oglio per connettersi, tramite una intersezione in rotatoria, alla attuale sede stradale della SS n. 42 "*del Tonale e della Mendola*".



Vista Satellitare

Per l'opera in oggetto si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

- Latitudine: 46.1877
- Longitudine: 10.3404
- Elevazione: 750 m s.l.m.
- Zona sismica: 3 (Ai sensi della DGR 11/07/2014 n. X/2129);

- Tipo di costruzione: 2 (costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2,0$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni

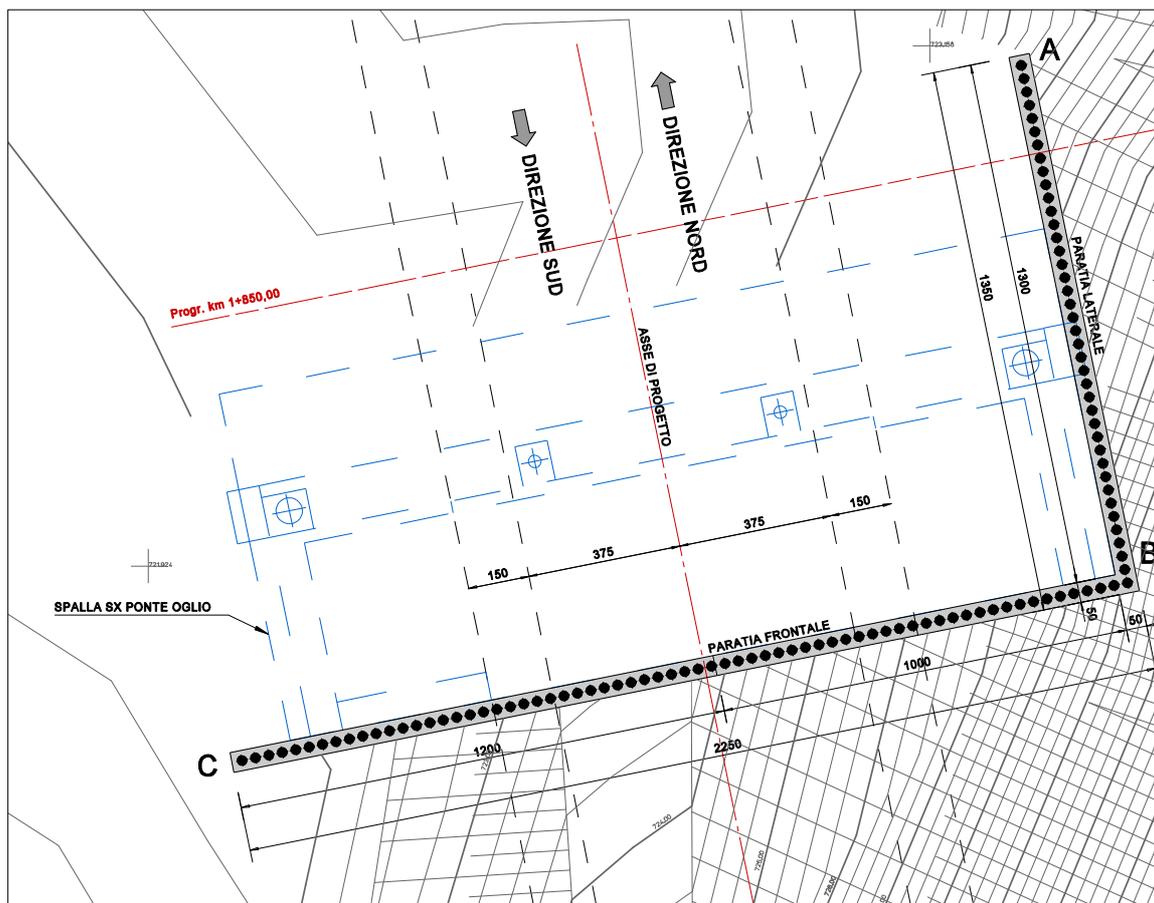
Si evidenzia che, essendo le paratie oggetto della presente relazione strutture a carattere provvisoria, per le quali é prevista una vita utile minore di 2 anni, non risultano necessarie verifiche in condizioni sismiche (§ 2.4.1).

4. Opere in progetto

Per il sostegno delle pareti di scavo si prevede la realizzazione di una paratia tipo "berlinese" costituita da micropali $\varnothing 220$ mm posti ad interasse 33,33 cm ed armati con profilati tubolari metallici $\varnothing 127.0$ mm s=10 mm.

I micropali in oggetto saranno realizzati mediante perforazioni a rotazione o rotoperussione. Durante le operazioni di perforazione potrà eventualmente essere impiegato un rivestimento metallico provvisorio per consentire il sostegno delle pareti di scavo qualora necessario. A perforazione ultimata sarà posata all'interno l'armatura e sarà effettuata l'iniezione della miscela cementizia a bassa pressione fino a rifluimento in superficie.

La stabilità della paratia è ottenuta ponendo in opera, durante le varie fasi di scavo, tiranti attivi a trefoli disposti ad interasse di 2.40 m, su 3 livelli sovrapposti, mediante la posa di travi di ripartizione costituite da 2 UPN 220 mm.



Planimetria generale

5. Parametri geotecnici di calcolo

Nella tabella che segue sono sintetizzati i valori caratteristici dei principali parametri geotecnici riferiti ai terreni interessati dalle opere in progetto, utilizzati nelle elaborazioni e verifiche, giudicati sufficientemente cautelativi.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Strato	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	E_k [MPa]
(A) Alluvioni grossolane (ghiaia sabbiosa)	19.5	38	0.00	60
(C) Coltre detritica di versante	20.0	38	0.00	80

γ = densità naturale

ϕ_k = angolo di resistenza al taglio

c_k = coesione

E_k = modulo elastico

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

6. Caratteristiche dei materiali impiegati

Armatura micropali e travi di ripartizione

Acciaio Strutturale tipo S355

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$	=	338.10	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

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

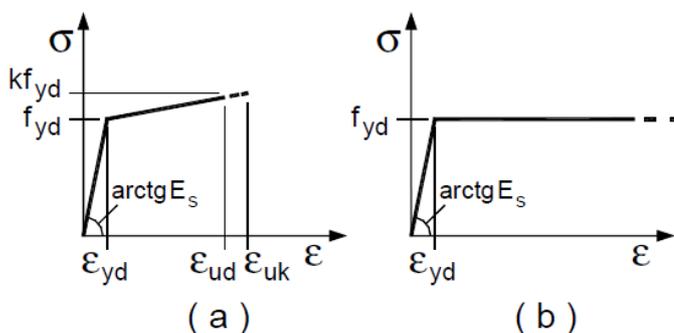


Figura 4.1.2– Modelli σ - ϵ per l'acciaio

con: $\epsilon_{yd} = 0.161\%$; $\epsilon_{ud} = 1.00\%$ (S355)

Acciaio Tiranti a Trefolo Y1860

Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica all'1% di deformazione	f_{yk}	=	1670	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_S	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$	=	1450	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

7. Azioni di calcolo

7.1 Spinta delle terre

Trattandosi di strutture di sostegno di tipo flessibile, la valutazione delle pressioni del terreno, da monte e da valle, viene effettuata tenendo conto, punto per punto, dell'entità e segno delle deformazioni della struttura; in particolare, le pressioni orizzontali vengono di volta in volta calcolate, a seconda dell'entità della deformazione, con riferimento ai seguenti coefficienti di spinta:

- per spostamenti nulli: il coefficiente di spinta a riposo, valutato con la nota espressione di Jaky:

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

- per spostamenti che determinano condizioni di "scarico" orizzontale del terreno: il coefficiente di spinta attiva, in accordo alle formulazioni di Mononobe-Okabe, valide nell'ipotesi di superficie di scivolamento piana:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } \beta \leq \phi' - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{per } \beta > \phi' - \theta$$

ϕ' = angolo di attrito del terreno;

δ = angolo di attrito al contatto;

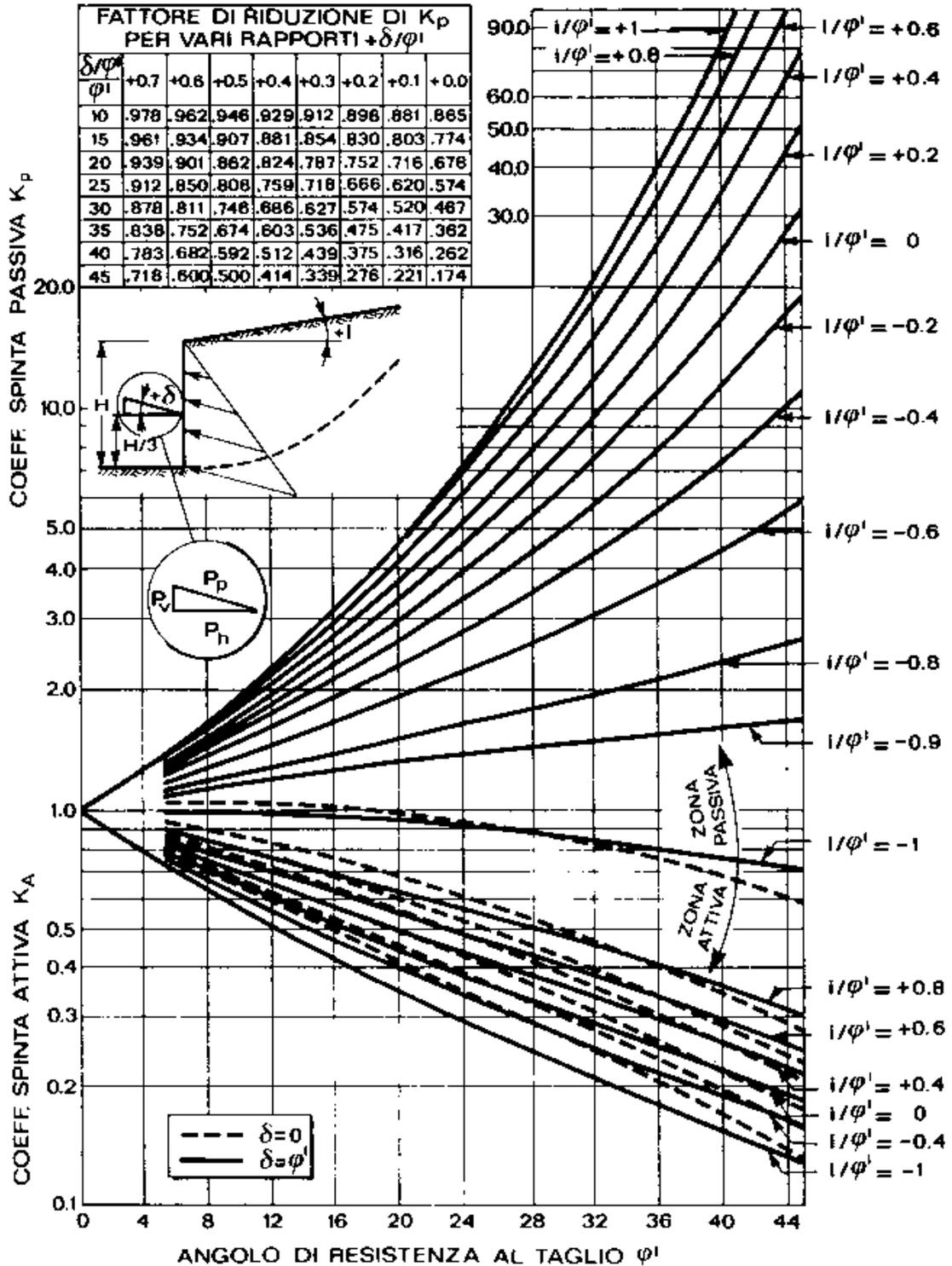
ψ = inclinazione paramento di monte;

β = inclinazione della superficie;

$\theta = \arctan k_h$;

k_h = coeff. accelerazione sismica orizzontale (nelle analisi statiche è posto $k_h=0$).

- per spostamenti che determinano condizioni di "carico" orizzontale del terreno: il coefficiente di resistenza passiva stimato secondo quanto suggerito da Navfac (1971), nell'ipotesi di superficie di scorrimento curvilinea, valutato mediante l'utilizzo del diagramma seguente.



8. Combinazioni di carico

Trattandosi di strutture a carattere provvisoria che termineranno la loro funzione a strutture definitive realizzate, le analisi di calcolo e verifiche sono state effettuate con riferimento al solo *Stato Limite Ultimo* che, in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (NTC18), è espresso dalla formulazione seguente (§ 2.5.3):

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

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

per le seguenti combinazioni (§ 6.5.3.1.2):

Combinazione 1: A1+M1+R1

Combinazione 2: A2+M2+R1

Nel caso specifico agiscono soli carichi permanenti (G_1) rappresentati in particolare dalla spinta delle terre.

I coefficienti di combinazione delle azioni sono assunti in accordo a quanto indicato nelle tabelle seguenti.

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_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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	$\gamma_{c'}$	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

9. Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice:	PARATIE PLUS
Versione	19.0
Produttore	Ce.A.S. s.r.l. (http://www.ceas.it/)
Distributore	HarpaCeas S.r.l. – Milano (www.harpaceas.it)

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno. Scopo specifico di ParatiePlus è il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti e i puntoni sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Il codice di calcolo, assegnati tutti i dati relativi alle caratteristiche meccaniche della struttura, alle caratteristiche geotecniche dei terreni ed alle varie fasi di scavo e messa in opera degli eventuali contrasti, partendo dalla configurazione indeformata iniziale determina, fase per fase, le variazioni tensionali prodotte dalle operazioni di scavo e di messa in opera dei sostegni (squilibri tensionali) e provvede alla redistribuzione delle pressioni di monte e di valle, congruentemente con le caratteristiche di resistenza e di deformabilità definite per la struttura e per il terreno, operando più iterazioni di calcolo fino al raggiungimento della configurazione di equilibrio finale, caratterizzata dal rispetto dei criteri di rottura prescelti per gli strati di terreno interessati.

In particolare le iterazioni di calcolo suddette vengono effettuate allo scopo di riequilibrare le forze trasmesse dal terreno nei vari nodi strutturali quando queste superano il criterio di rottura (ridistribuzione delle tensioni di plasticizzazione).

Il codice di calcolo inoltre procede alla ricerca dell'equilibrio della struttura per ogni fase di scavo, o di attivazione dei contrasti, partendo dalla configurazione di equilibrio precedente consentendo pertanto di ottenere le sollecitazioni risultanti nella struttura in ogni fase e risalire quindi all'inviluppo delle massime sollecitazioni; vengono in particolare determinate, in ogni fase di calcolo, le pressioni monte/valle trasmesse alla struttura, le deformazioni, le rotazioni, i momenti flettenti e le forze di taglio in ogni nodo strutturale, nonché le sollecitazioni risultanti negli eventuali elementi di contrasto.

Grado di affidabilità del codice

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

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

Motivazione della scelta del codice

PARATIE PLUS è specificatamente dedicato alle analisi dell'interazione terreno-struttura di paratie flessibili contrastate anche su più livelli. Esso sviluppa i calcoli ponendo particolare attenzione alla determinazione delle sollecitazioni e deformazioni della struttura che si sviluppano durante la successione delle operazioni di scavo e messa in opera dei contrasti.

Valutazione della correttezza dei modelli

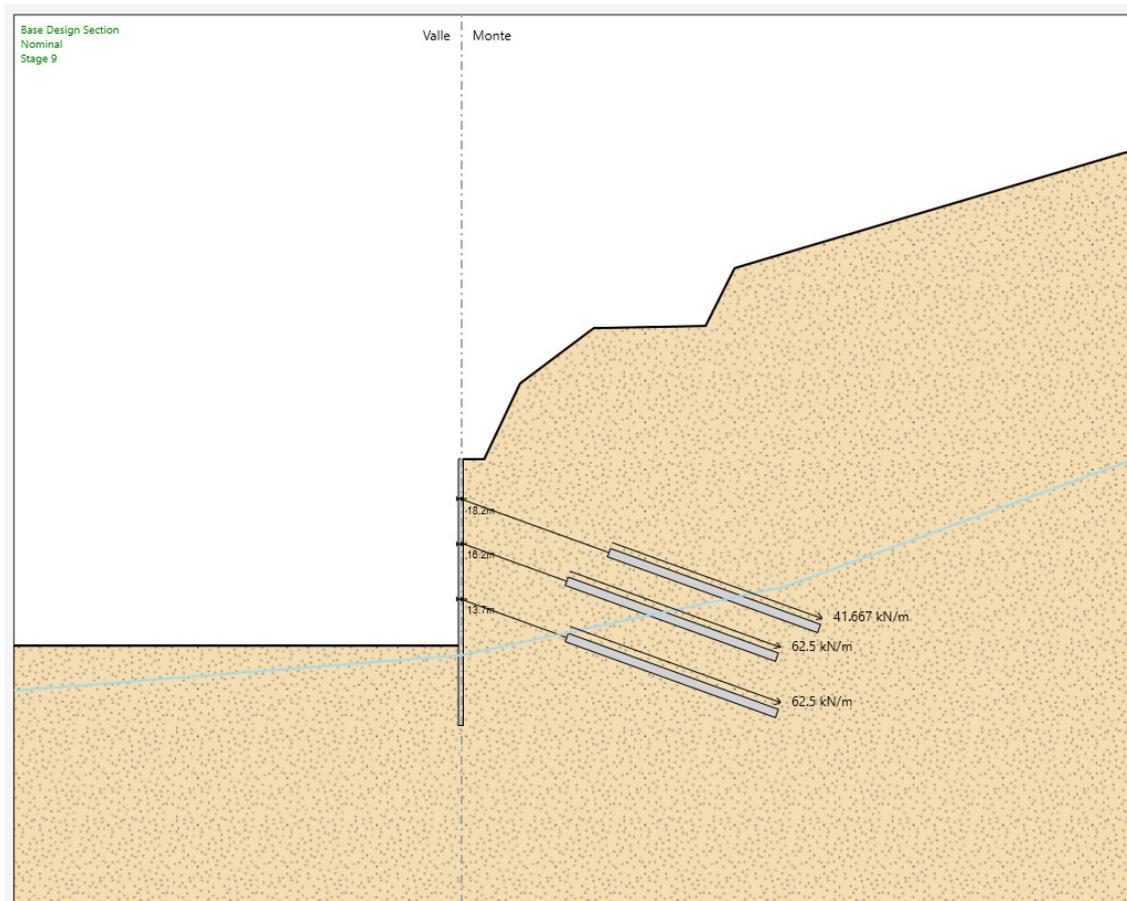
I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni passive del terreno presente lato scavo e dei contrasti equilibrano i carichi applicati.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

10. Analisi di calcolo e verifiche

Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative ad una sezione tipo di massima altezza, rappresentativa delle paratie in oggetto.



La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

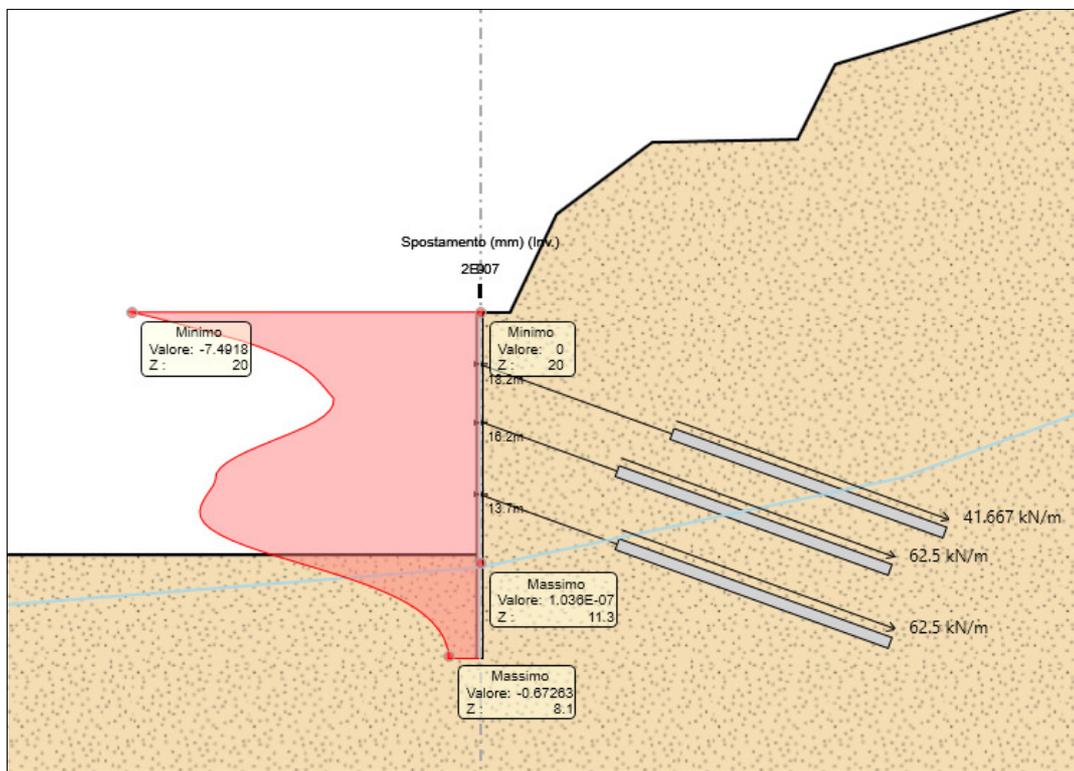
- Stage 1: Step iniziale di calcolo con preparazione del piano di lavoro e attivazione dei micropali della paratia.
Tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2 - 7: Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo e messa in opera dei tiranti di ancoraggio fino alla profondità di 7.00 m;
- Stage 8: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a 8.40 m.

10.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue viene rappresentato l'inviluppo, tra tutte le fasi di scavo e messa in opera degli ancoraggi, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Inviluppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 7.5 \text{ mm};$$

Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali e dalle reazioni di vincolo offerte dai tiranti.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

La massima deformazione viene ritenuta pienamente ammissibile.

Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ($L_i = 3.60$ m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, schematizzata come solido rettangolare, considerando cautelativamente agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " E_d " agente è dato dal peso proprio del palo (W_P) e il peso del cordolo in testa (W_C).

Le suddette componenti di carico sono:

$$W_{P,k} = A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P = 0.04 \text{ m}^2 \cdot 12.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 11.40 \text{ kN}$$

$$W_{C,k} = A_C \cdot i_P \cdot \gamma_C = 0.25 \text{ m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 2.50 \text{ kN}$$

Si ottiene pertanto: $E_d = 13.90 \text{ kN}$

Per quanto riguarda la capacità portante dei pali, nel caso specifico, trattandosi di pali di piccolo diametro, si trascura il contributo della portata alla base considerando la sola resistenza laterale.

La valutazione della resistenza laterale $Q_{L,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{L,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \varphi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione efficace del terreno;
- φ'_k = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
- $\sigma_{n,k}$ = $k_0 \sigma_v$ = tensione normale all'asse dei pali;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

CAPACITA' PORTANTE LATERALE:											
Str.	Prof.	Spess.	Gamma	Coe	Phi	Ko	Sigma_v	Sigma'v	Sigma'n	Tau_a	Nlim
1	0.00 (*)	3.60	19.50	0.00	40.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	25.83
	3.60						70.20	34.20	17.10	14.35	
(*) Quota della falda											Capacita' Portante Limite: Qlim = 25.83

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 25.83 \text{ kN/m} = 51.66 \text{ kN/m}$$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 51.66 / 1.70 = 30.39 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 30.39 \text{ kN} > E_d \quad (\text{ok!})$$

Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche in oggetto vanno effettuate considerando lo Stato Limite Ultimo di tipo "GEO" e devono essere fatte in riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (A2), i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della colonna (M2), già evidenziati in precedenza, mentre i coefficienti parziali " γ_R " sono quelli indicati nella tabella 6.8.I (colonna R2) seguente (§6.5.3.1.2).

Tab. 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

La stabilità globale dell'insieme terreno-opera viene analizzata con il Metodo dell'Equilibrio Limite, con riferimento a superfici di scivolamento circolari passanti per il piede della paratia.

Il metodo dell'Equilibrio Limite consiste nel calcolo delle forze agenti lungo una superficie di scorrimento predefinita e delle resistenze disponibili lungo la stessa superficie.

La condizione di equilibrio limite è verificata quando le forze agenti uguagliano quelle resistenti (stato di moto "incipiente"); in questo caso lo stato tensionale medio lungo la superficie di scorrimento giace sull'involuppo di rottura del terreno ed il versante si trova sul punto di collasso.

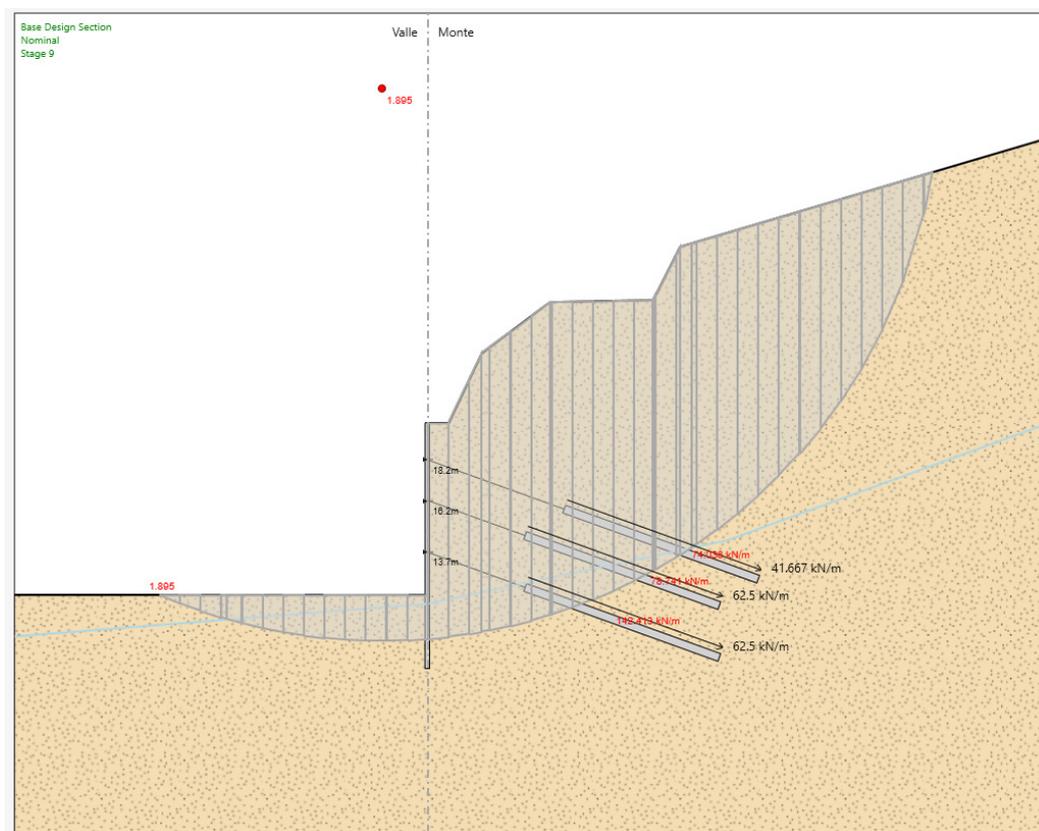
Affinché la massa scivolante sia in condizioni di stabilità, la resistenza mobilitata in condizioni di equilibrio statico deve essere minore di quella disponibile e ciò viene espresso convenzionalmente tramite un fattore di sicurezza " F_s " definito come:

$$F_s = \frac{\text{Resistenza Disponibile}}{\text{Resistenza Mobilitata}}$$

Vengono pertanto analizzate le condizioni di stabilità per svariate “potenziali” superfici di scivolamento calcolando, per ognuna di esse, il relativo fattore di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risultante sarà quello corrispondente alla superficie di scorrimento più critica, ossia, quella caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza.

Per le superfici di scivolamento analizzate, cautelativamente, non si è considerata la resistenza a taglio offerta dai pali. Questo principalmente in relazione al fatto che fare affidamento su tale resistenza richiederebbe di dover ammettere deformazioni significative in campo passivo nel tratto di immersione al di sotto del piano di fondo scavo; l'entità di tali deformazioni non si ritiene che sarebbe compatibile ai fini della salvaguardia della sede ferroviaria presente poco più a monte della paratia in oggetto.



Combinazione GEO (A2+M2+R2)
 Stabilità globale Opera-Terreno

$$F_{s,\min} = 1.89 > 1.1 \text{ (ok!)}$$

10.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo la Combinazione (A1+M1+R1).

Per le sole verifiche dei tiranti di ancoraggio, queste vengono effettuate secondo la combinazione (A1+M1+R3) (§ 6.6.2), adottando i coefficienti parziali (R3) indicati nella seguente tabella:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

- Acciaio tipo S 355 H
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Diametro armatura $D = 127.0 \text{ mm}$
- Spessore $t = 10.0 \text{ mm}$
- Area $A = 36.8 \text{ cm}^2$
- Modulo di resistenza elastico: $W_{el} = 99.8 \text{ cm}^3$
- Modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 137.0 \text{ cm}^3$
- Momento d'inerzia: $J = 634.0 \text{ cm}^4$

La sezione strutturale appartiene alla *classe 1* ($d/t \leq 50\epsilon^2$) (§4.2.3.1)

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	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

La resistenza di calcolo "R_d" si pone nella forma: $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$

Dove γ_M è il fattore parziale relativo al modello di resistenza (cfr. tabella seguente); per elementi di *classe 1* si adotta $\gamma_{M0} = 1,05$ (§4.2.4.1).

Tab. 4.2.VII - 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)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Le resistenze di calcolo a flessione e taglio della sezione sono pari a:

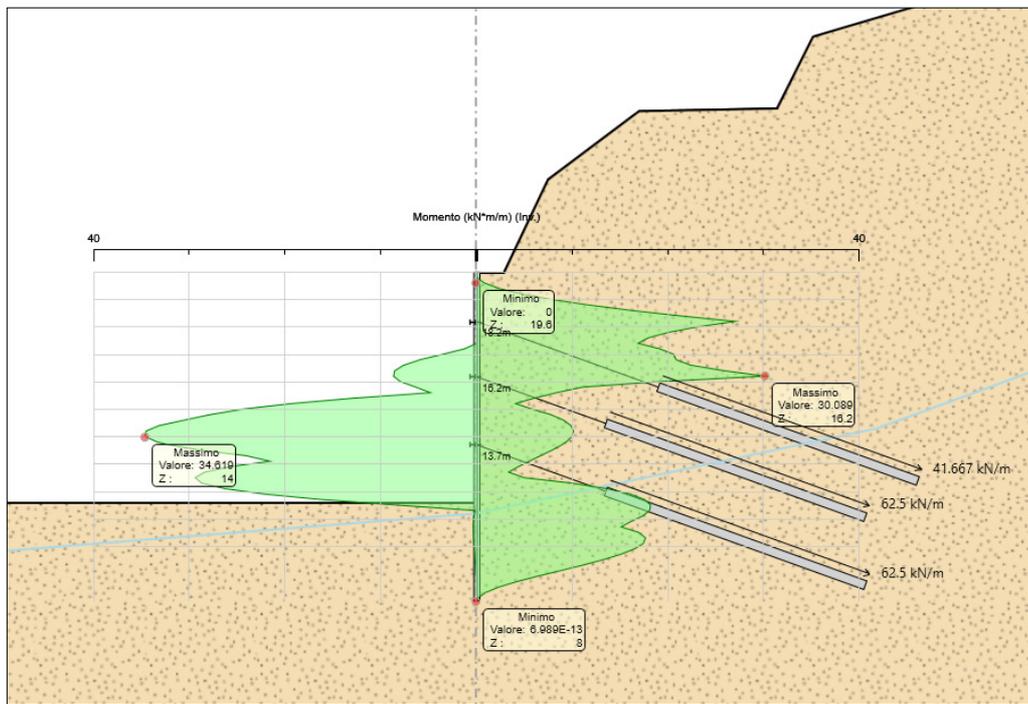
$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 46.32 \text{ kNm} \quad [4.2.12]$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 457 \text{ kN} \quad [4.2.17]$$

dove: $A_v = 2 \cdot A / \pi = 2 \cdot 36.8 / \pi = 23.42 \text{ cm}^2$ è l'area resistente a taglio.

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

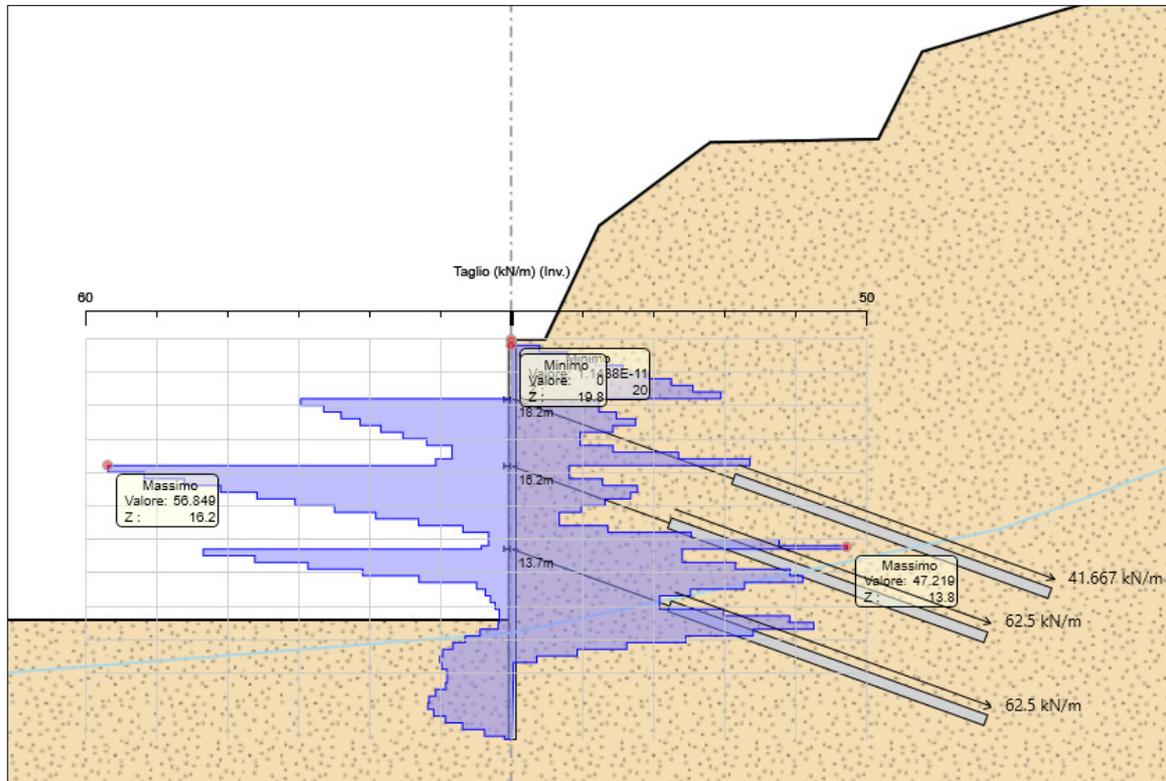


Inviluppo Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 34.62 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 34.62 \cdot 0.40 \text{ m} = 13.85 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.30 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Inviluppo Forze di Taglio

$$T_{\max} = 56.85 \text{ kN/m};$$

$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 56.85 \cdot 0.40 \text{ m} = 22.74 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.05 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

Come rilevabile da quanto precedentemente riportato, tutti i tassi di lavoro sono risultati inferiori all'unità. Le verifiche di resistenza sono pertanto soddisfatte.

10.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio

L'immagine seguente riporta l'output del codice di calcolo con i risultati delle verifiche relative ai tiranti di ancoraggio.

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumptior
TIR1	Stage 5	135.87	235.62	605.56	0.577	0.224	✓	A1+M1+R1
TIR2	Stage 7	206.11	235.62	605.56	0.875	0.34	✓	A1+M1+R1
TIR3	Stage 9	203.91	235.62	605.56	0.865	0.337	✓	A1+M1+R1

Copia negli appunti Chiudi

Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E_d" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R_d" é la Resistenza di Progetto a trazione "R_{a,d}" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si farà quindi riferimento a $\gamma_R = 1.1$.

La valutazione della resistenza "R_{a,d}" viene effettuata a partire dal valore caratteristico R_{k,cal} calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza "τ_{ak}" lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione del terreno;
- φ'_k = angolo di attrito al contatto ;
- σ_{n,k} = k_s σ_v = tensione normale all'asse del tirante;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k_s = coeff. pari a 1.1÷1.2 k_{0,d} essendo k_{0,d} il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante, adottando un valore del diametro "reso" del bulbo pari a 15 cm ed un coefficiente $k_s = 1.1 k_0$ per esecuzione dell'iniezione in pressione.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{a,k}$ è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I): $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

Per i tutti i livelli di ancoraggio, la cui fondazione ricade nell'ambito dei terreni alluvionali, si valuta:

$$\begin{aligned} \tau_{ak} &= 90.00 \text{ kPa} \\ R_{a,cal} &= 466.53 \text{ kN} \\ R_{a,k} &= 259.18 \text{ kN} \\ R_{a,d} &= 235.62 \text{ kN} > N_{ed} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 3 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

Area:	$A = 3 \cdot 139 \text{ mm}^2 = 417 \text{ mm}^2$
Tensione caratteristica:	$f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parz. :	$\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo:	$f_{yd} = 1452 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo:	$R_d = A \cdot f_{yd} = 605.56 \text{ kN} > E_d \rightarrow \text{ok!}$

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si verifica inoltre che la resistenza caratteristica al limite di snervamento dell'armatura sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione:

$$R_{d,k} = A \cdot f_{yk} = 696 \text{ kN}$$
$$R_{a,dmax} = 235.62 \text{ kN} > R_{a,dmax} \rightarrow \text{ok!}$$

11. Conclusioni

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Si sono in particolare riportate le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alle paratie tipo "berlinese" previste a sostegno degli scavi per la realizzazione della spalla SX del ponte sul Fiume Oglio.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»".

ALLEGATO A

DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO

PARATIE plus™

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-20;14.41)
(-14;15.8)
(-10.9;16)
(-2.15;20)
(0;21.6)
(2.6;23.4)
(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)
(40;-30)
(-25;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	A	19.5	19.5	40				0		Constant	60000	96000											

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Muro di destra

Sezione : MICRO ϕ 220

Area equivalente : 0.0267343865447082 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.33 m

Diametro : 0.22 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

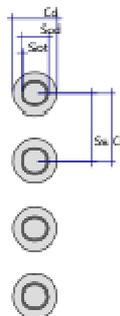
Sezione : 0.127x0.01

Tipo sezione : O

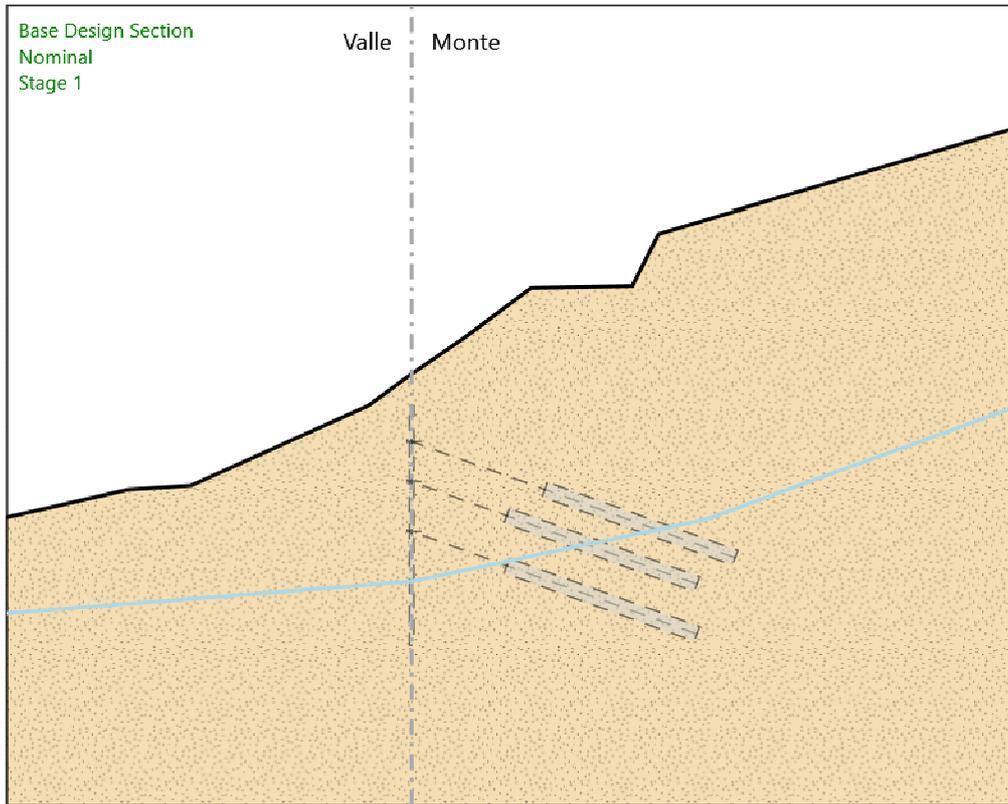
Spaziatura : 0.33 m

Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.127 m



Fasi di Calcolo Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 21.6 m

Lato valle : 21.6 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;14.41)

(-14;15.8)

(-10.9;16)

(-2.15;20)

(0;21.6)

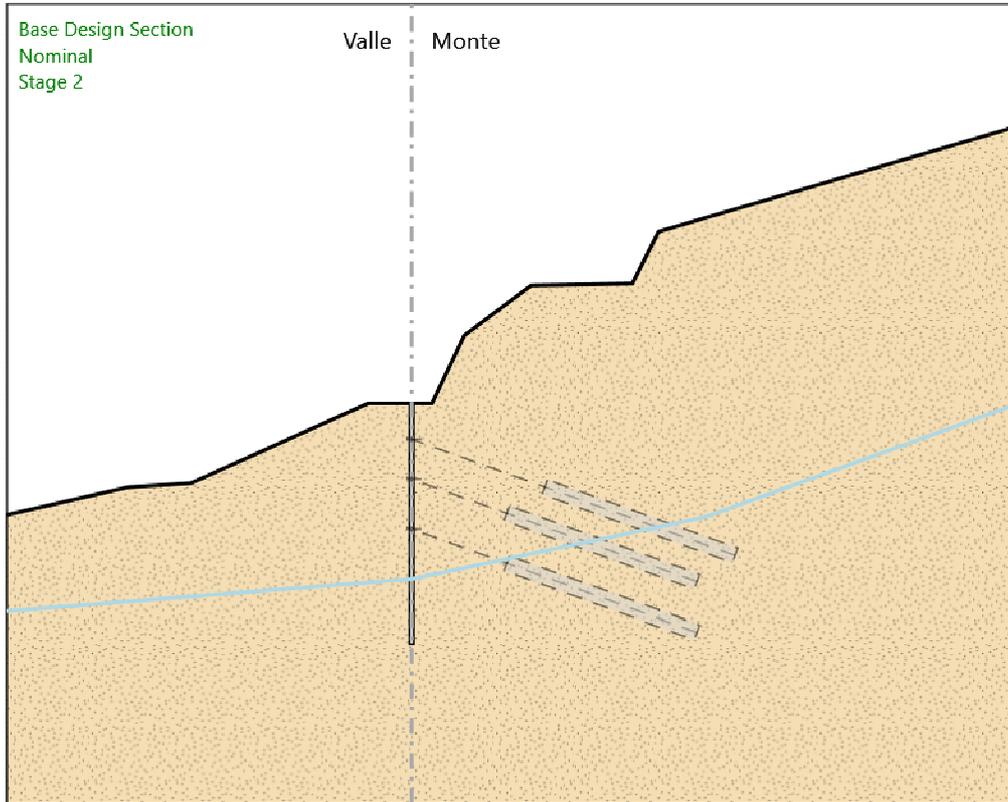
Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;21.6)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 20 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;14.41)

(-14;15.8)

(-10.9;16)

(-2.15;20)

(0;20)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

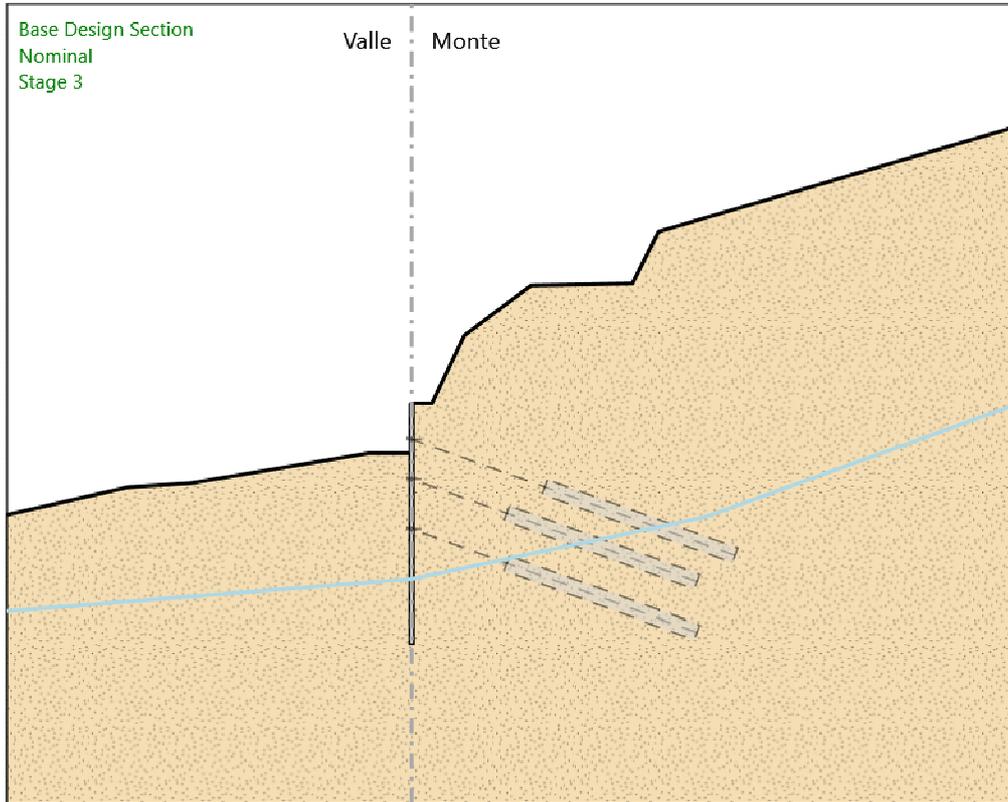
X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICROØ220

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 17.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;14.41)

(-14;15.8)

(-10.9;16)

(-2.15;17.5)

(0;17.5)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

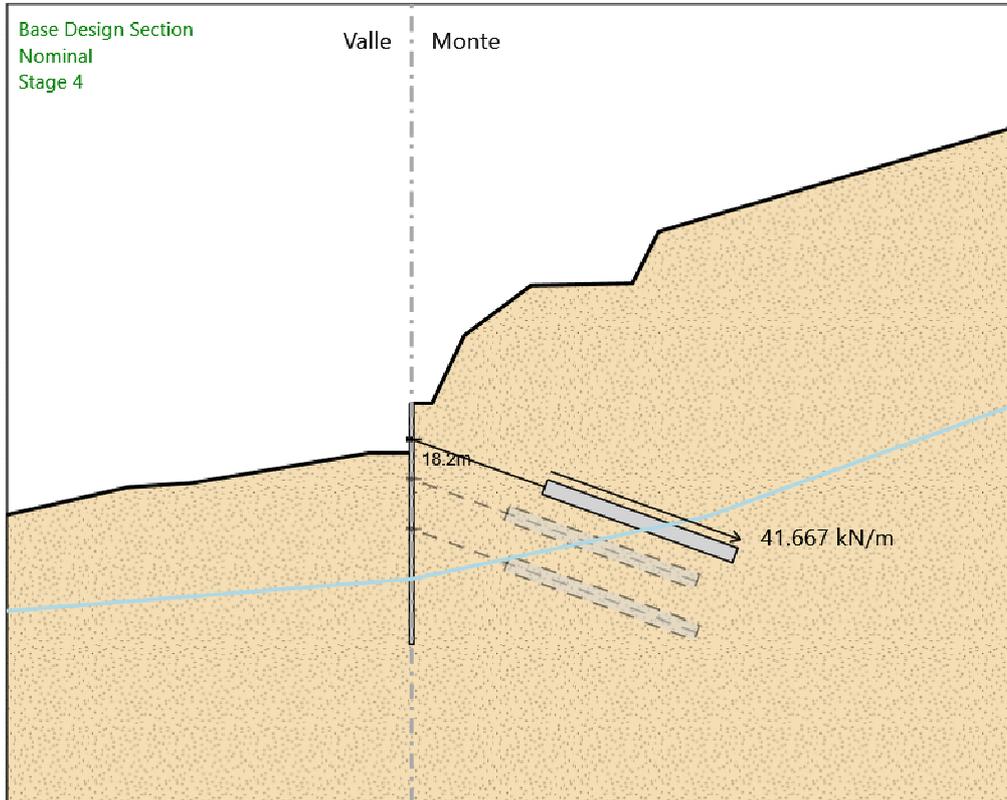
X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICROØ220

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 17.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;14.41)

(-14;15.8)

(-10.9;16)

(-2.15;17.5)

(0;17.5)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICRO ϕ 220

Tirante : TIR1

X : 0 m

Z : 18.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 7 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

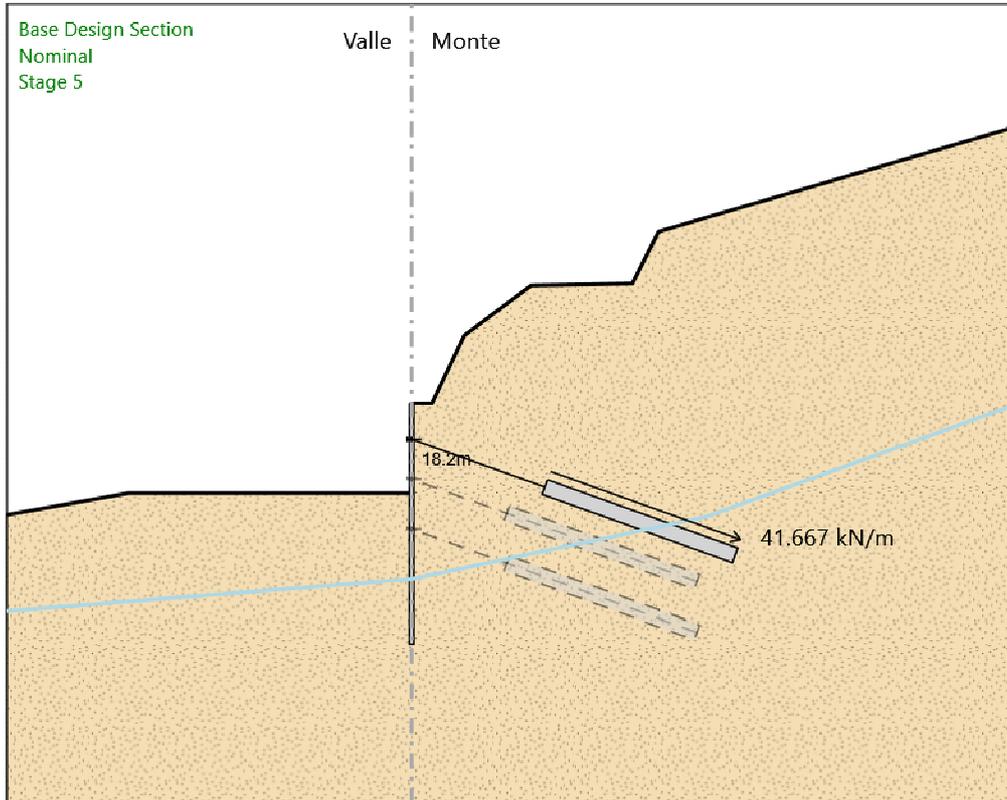
Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 15.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;14.41)

(-14;15.5)

(-11;15.5)

(-2.15;15.5)

(0;15.5)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICRO ϕ 220

Tirante : TIR1

X : 0 m

Z : 18.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 7 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

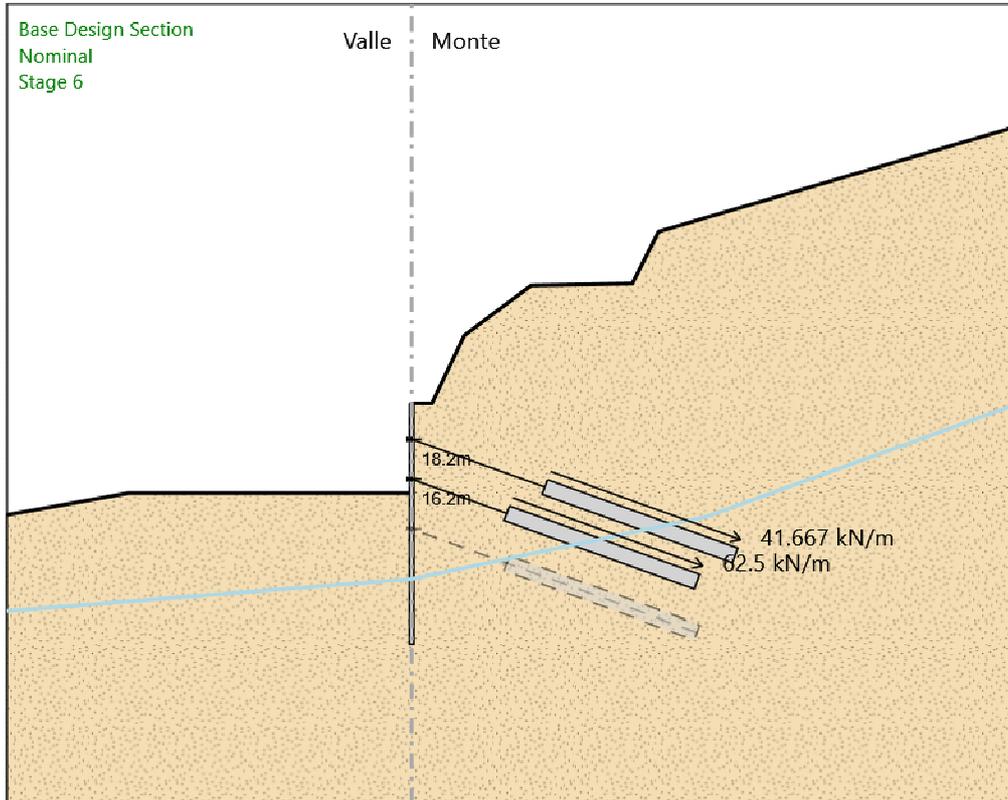
Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 15.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;14.41)

(-14;15.5)

(-11;15.5)

(-2.15;15.5)

(0;15.5)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)
(10.9;26)
(12.2;28.6)
(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m
Quota in alto : 20 m
Quota di fondo : 8 m
Sezione : MICROØ220

Tirante : TIR1

X : 0 m
Z : 18.2 m
Lunghezza bulbo : 10 m
Diametro bulbo : 0.15 m
Lunghezza libera : 7 m
Spaziatura orizzontale : 2.4 m
Precarico : 100 kN
Angolo : 160 °
Sezione : 3 strands
Tipo di barre : Barre trefoli
Numero di barre : 3
Diametro : 0.01331 m
Area : 0.000417 m²

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220
UPN 220
Materiale : S355

Tirante : TIR2

X : 0 m
Z : 16.2 m
Lunghezza bulbo : 10 m
Diametro bulbo : 0.15 m
Lunghezza libera : 5 m
Spaziatura orizzontale : 2.4 m
Precarico : 150 kN
Angolo : 160 °
Sezione : 3 strands
Tipo di barre : Barre trefoli
Numero di barre : 3
Diametro : 0.01331 m
Area : 0.000417 m²

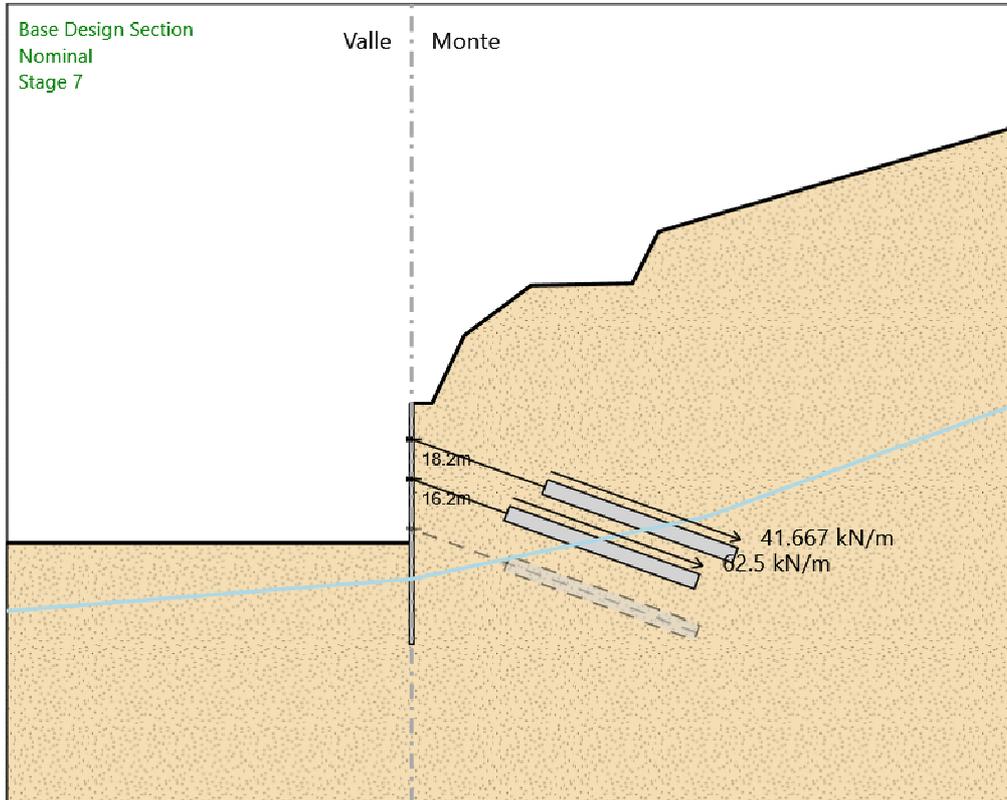
Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Stage 7



Stage 7

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 13 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

13 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)

(10.9;26)

(12.2;28.6)

(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICRO ϕ 220

Tirante : TIR1

X : 0 m

Z : 18.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 7 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Tirante : TIR2

X : 0 m

Z : 16.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 5 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 150 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

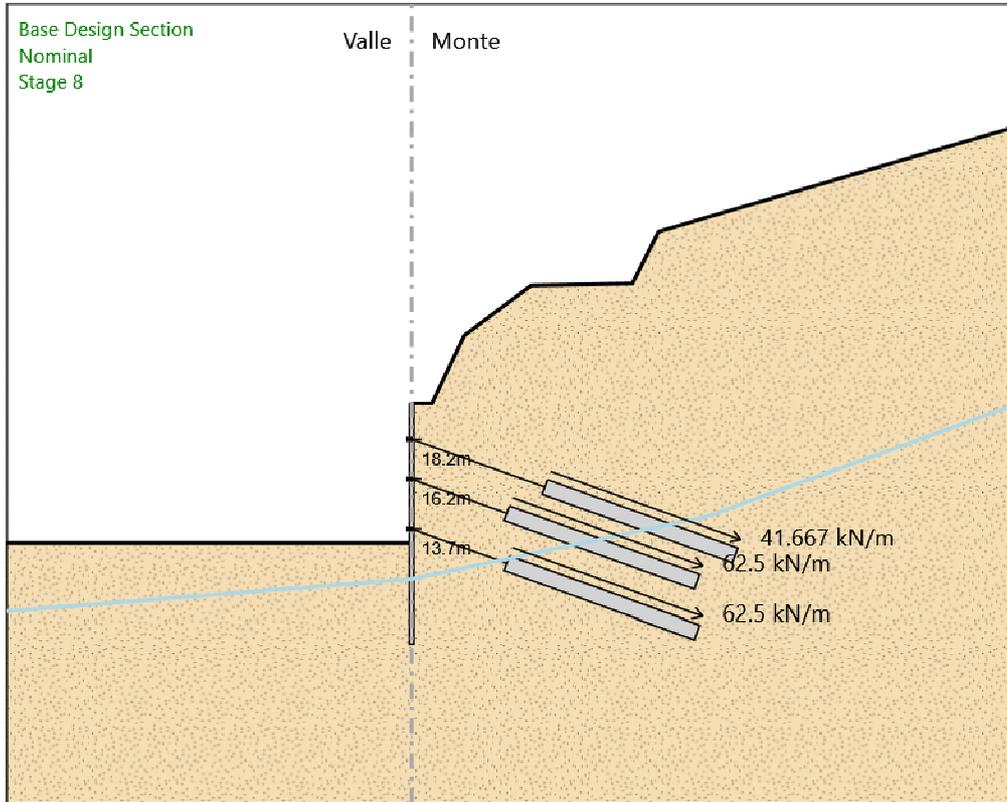
Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Stage 8



Stage 8

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 13 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

13 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)

(10.9;26)

(12.2;28.6)

(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICRO ϕ 220

Tirante : TIR1

X : 0 m

Z : 18.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 7 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Tirante : TIR2

X : 0 m

Z : 16.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 5 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 150 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

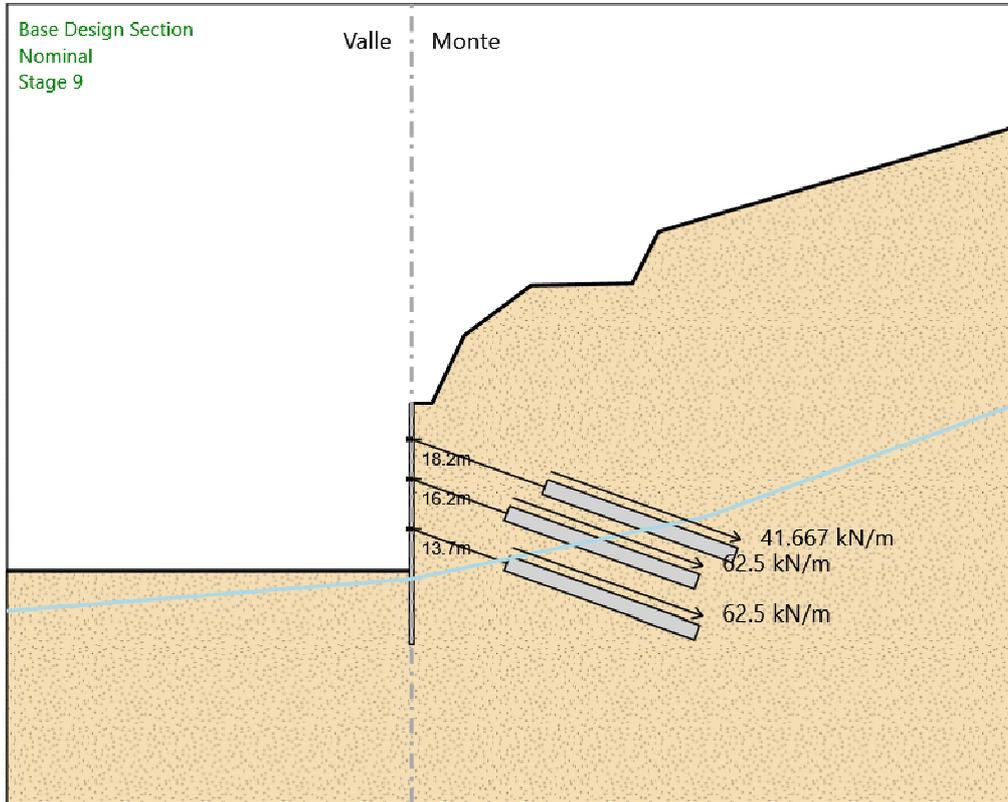
UPN 220

Materiale : S355

Tirante : TIR3

X : 0 m
Z : 13.7 m
Lunghezza bulbo : 10 m
Diametro bulbo : 0.15 m
Lunghezza libera : 5 m
Spaziatura orizzontale : 2.4 m
Precarico : 150 kN
Angolo : 160 °
Sezione : 3 strands
 Tipo di barre : Barre trefoli
 Numero di barre : 3
 Diametro : 0.01331 m
 Area : 0.000417 m²
Trave di Ripartizione : UPN220
 Sezione : UPN220
 UPN 220
 Materiale : S355

Stage 9



Stage 9

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 20 m

Lato valle : 11.6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

11.6 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;20)

(1;20)

(2.6;23.4)

(5.9;25.9)

(10.9;26)

(12.2;28.6)

(30;33.9)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 20 m

Quota di fondo : 8 m

Sezione : MICRO ϕ 220

Tirante : TIR1

X : 0 m

Z : 18.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 7 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Tirante : TIR2

X : 0 m

Z : 16.2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 5 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

Precarico : 150 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m²

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

Tirante : TIR3

X : 0 m
Z : 13.7 m
Lunghezza bulbo : 10 m
Diametro bulbo : 0.15 m
Lunghezza libera : 5 m
Spaziatura orizzontale : 2.4 m
Precarico : 150 kN
Angolo : 160 °
Sezione : 3 strands
 Tipo di barre : Barre trefoli
 Numero di barre : 3
 Diametro : 0.01331 m
 Area : 0.000417 m²
Trave di Ripartizione : UPN220
 Sezione : UPN220
 UPN 220
 Materiale : S355

Tabella Configurazione Stage (Nominal)

