

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

INTERFERENZE PRINCIPALI STRADALI ED IDRAULICHE

Tomb. Scat. 4,00 x 3,50m a Pk. 1+803 su raccordo tecnico Novi Ligure

Relazione di calcolo opere provvisionali

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing.P.P.Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	C L	I N 4 1 0 X	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	ALPINA <i>Adriano P. Marcheselli</i>	27/09/2013	COCIV <i>[Signature]</i>	27/09/2013	A. Palomba <i>[Signature]</i>	30/09/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002-A00
-----------	---------------------------------------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali
	Foglio 3 di 26

INDICE

INDICE.....		3
1. PREMESSA		5
2. SCOPO DEL DOCUMENTO.....		5
3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO		6
3.1. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento		6
3.2. Riferimenti bibliografici.....		7
3.3. Documenti di riferimento.....		7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....		8
4.1. Micropali tubolari.....		8
4.2. Carpenteria metallica puntoni tubolari.....		8
4.3. Calcestruzzo travi di coronamento		8
4.4. Acciaio da c.a.		8
5. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....		9
5.1. Aspetti generali		9
5.2. Fasi realizzative		10
5.3. Descrizione della sezioni di verifica.....		11
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO.....		12
6.1. Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto.....		12
6.2. Livelli di falda		13
7. ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI.....		14
7.2. Spinta dell'acqua		15
7.3. Sovraccarichi		15
8. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO		16
9. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI		18
9.1. Fasi di calcolo		18
9.2. Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni		20
9.3. Sintesi dei risultati delle analisi.....		20
10. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		22
10.1. Verifica dei micropali delle berlinesi		22
10.2. Verifica dei puntoni di contrasto		23
10.1. Verifica delle travi di coronamento		24

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00
Relazione di calcolo opere provvisionali

Foglio
4 di 26

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali
	Foglio 5 di 26

1. PREMESSA

Oggetto del presente documento è il dimensionamento delle opere provvisionali del sottopasso stradale WBS IN41 posto alla progressiva pk 1+803.01 del Raccordo Tecnico di Novi Ligure. L'intervento si inserisce nel quadro del Progetto Esecutivo delle opere accessorie per l'interconnessione tra la linea storica Novi Ligure – Alessandria e la nuova Linea AC/AV Milano-Genova Terzo Valico dei Giovi.

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

L'opera in oggetto attualmente consente il sottoattraversamento della linea ferroviaria storica Novi Ligure – Alessandria. Il raccordo con la nuova linea ferrovia AC/AV prevede l'esecuzione di un binario aggiuntivo affiancato ai due binari esistenti della linea storica e la realizzazione di un nuovo stradello ferroviario. Conseguentemente è previsto il prolungamento del sottopasso esistente, previa demolizione parziale dell'opera.

La struttura scatolare del sottopasso IN41, realizzata in calcestruzzo armato mediante getto in opera, ha dimensioni interne trasversali pari a 4.0 x 3.5 m e si sviluppa in direzione longitudinale per una lunghezza pari a circa 12.7 m. La soletta di copertura ha spessore pari a 50 cm, la soletta di fondazione ha spessore pari a 60 cm mentre i due piedritti hanno spessore pari a 50 cm, pertanto le dimensioni esterne dello scatolare sono pari a 5.0 x 4.6 m; è previsto un getto di calcestruzzo magro come sottofondazione.

Per eseguire la demolizione parziale dell'opera e la realizzazione del nuovo manufatto, è prevista l'esecuzione di opere di sostegno provvisionali costituite da berlinesi di micropali.

Per i dettagli relativi a geometria, alla tipologia degli interventi e alle fasi esecutive si farà riferimento agli elaborati grafici allegati.

Il presente documento è stato redatto sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio realizzate nell'ambito della campagna di indagini per il Progetto Preliminare della linea ferroviaria e delle campagne di approfondimento successive propedeutiche allo sviluppo del Progetto Definitivo ed Esecutivo, e con riferimento a quanto riportato nella relazione geologica e nei profili geologici del progetto esecutivo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali Foglio 6 di 26

3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

La progettazione delle opere ferroviarie della tratta sarà redatta in ottemperanza dell'Art. 20 della Legge 28 febbraio 2008, n. 31, secondo i dettami normativi antecedenti all'emissione del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, come anche confermato dalla Circolare 5 agosto 2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'Art. 20 comma 3 recita *“Per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato i lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo”*.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono pertanto conformi alle seguenti normative di legge:

- [1] D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [2] Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 “Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative”.
- [3] D.M. 09/01/1996 – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- [4] Circ. LL.PP. 15 ottobre 1996 n. 252 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al DM 09/01/1996.
- [5] D.M. 16/01/1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- [6] Circ. LL.PP. 10 aprile 1997 n. 65 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al DM 16/01/1996.
- [7] Istruzioni relative alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [8] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- [9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. “Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.
- [10] Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po), approvato con DPCM 24/05/2001.
- [11] EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali
	Foglio 7 di 26

[12] RFI “Manuale di progettazione”;

3.2. Riferimenti bibliografici

[13] Jaky, J. (1944) “ The coefficient of earth pressure at rest” Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers pp. 355-358.

[14] Muller-Breslau (1906) “Errdruck anf Stuetzmannern”. Kroener.

[15] Caquot, A. and Kerisel, J. (1948) “Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations” Gautiers-Villars, Paris.

[16] J.E.Bowles “Fondazioni” McGraw-Hill.

3.3. Documenti di riferimento

[17] Relazione geotecnica delle tratte all’aperto	IG5102ECVRBGE0001001A00
[18] Relazione sismica delle tratte all’aperto	IG5102ECVRHGE0001001A00
[19] Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica	IG5102ECVROIN4100001A00
[20] Profilo geologico e sezioni geologico-stratigrafiche	IG5102ECVAZIN4100001A00
[21] Carta idrogeologica e dei punti d’acqua	IG5102ECVG7IN4100001A00

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. Micropali tubolari

Acciaio S355JR	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm} = 190 \text{ N/mm}^2$
Malta cementizia (cementazione semplice)	C25/30

4.2. Carpenteria metallica puntoni tubolari

Acciaio S275JR	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm} = 190 \text{ N/mm}^2$

4.3. Calcestruzzo travi di coronamento

Classe di resistenza a compressione	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S3-S5
Copriferro netto	40 mm
Tensione ammissibile a compressione	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a taglio	$\tau_{c0} = 0.60 \text{ MPa}$ $\tau_{c1} = 1.83 \text{ MPa}$

4.4. Acciaio da c.a.

Barre B450C	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile a trazione	$\sigma_{amm} = 255 \text{ N/mm}^2$

5. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

5.1. Aspetti generali

Gli scavi per l'esecuzione del sottopasso IN41 sono realizzati mediante berlinesi di micropali opportunamente contrastate alla quota della trave di coronamento da puntoni metallici provvisori, secondo lo schema indicato in Figura 5-1.

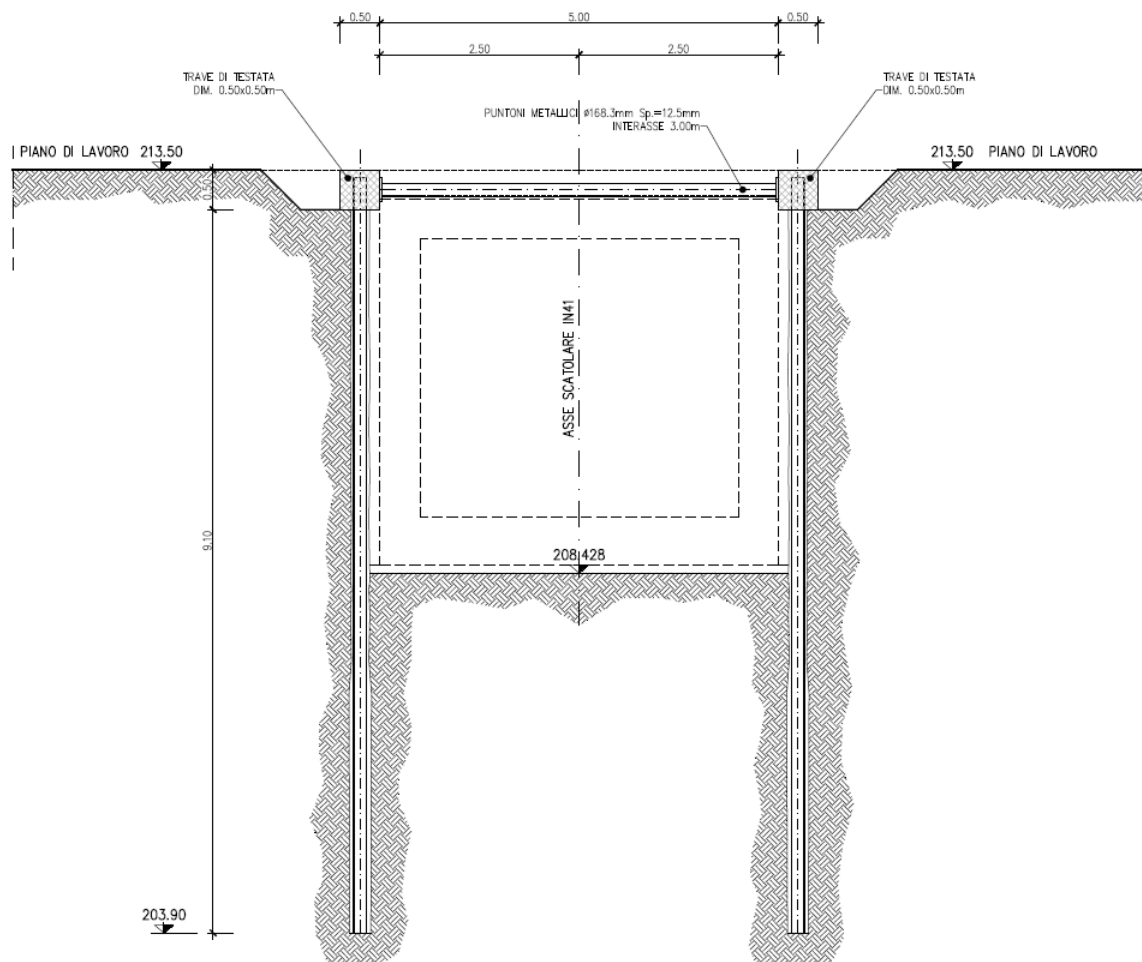


Figura 5-1 Sezione trasversale berlinesi contrastate da puntoni provvisionali

Le berlinesi, poste ai due lati del tombino esistente, si sviluppano in direzione ortogonale alla linea ferroviaria storica per sostenere il rilevato durante la demolizione parziale del manufatto esistente e la realizzazione del prolungamento dello scatolare, come illustrato in Figura 5-2.

I due allineamenti si chiudono sulla veletta del sottopasso esistente sul lato ferroviaria e sul muro di risvolto in uscita dallo scatolare sul fronte opposto.

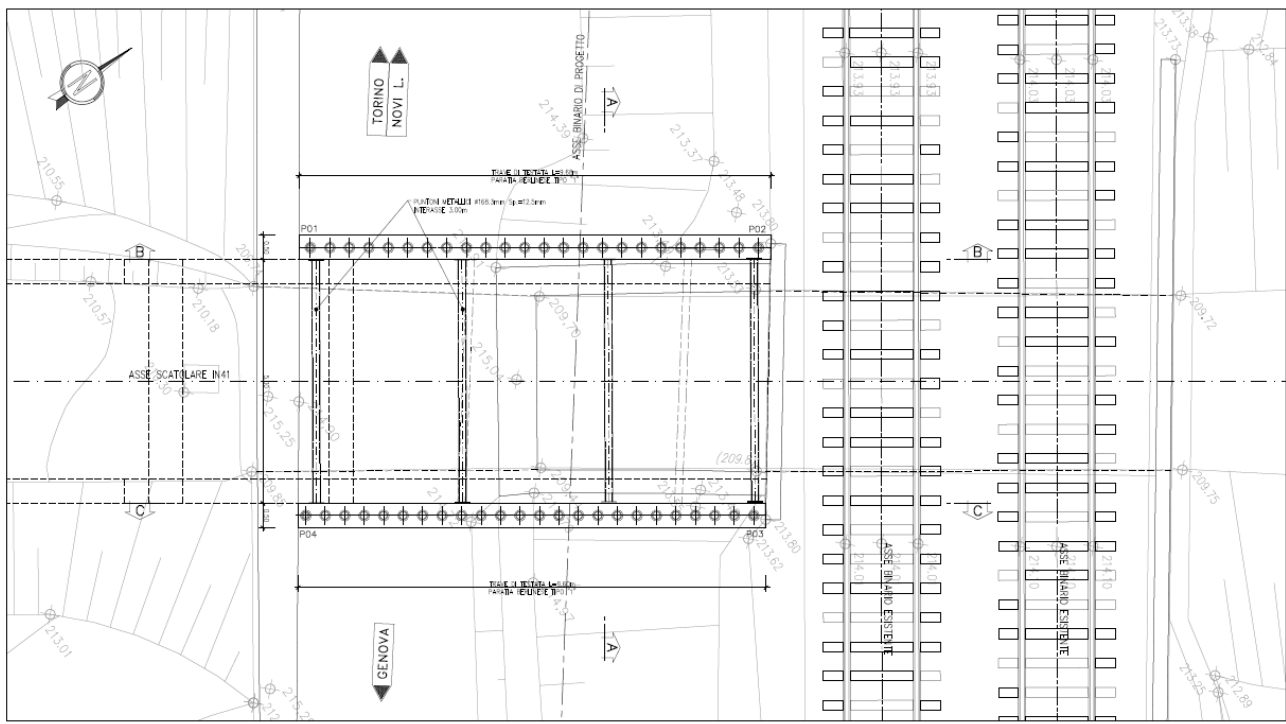


Figura 5-2 Planimetria delle opere provvisionali e del sistema di contrasto

5.2. Fasi realizzative

L'intervento si articola nelle seguenti fasi esecutive principali:

FASE 1:

- preparazione dell'area di cantiere mediante realizzazione di un piano di lavoro a quota 213.50 m s.l.m.;
- esecuzione delle berlinesi di micropali ai due lati dello scatolare esistente per il sostegno del rilevato della linea ferroviaria esistente; le travi di coronamento sono impostate a quota 213.0 m s.l.m.;
- demolizione parziale dello scatolare esistente fino a quota 212.50 m s.l.m.;

FASE 2:

- posizionamento dei puntelli di carpenteria metallica in corrispondenza della trave di coronamento delle berlinesi;
- demolizione totale dello scatolare esistente;
- esecuzione dello scavo fino al piano di imposta del nuovo manufatto (≈ 208.43 m s.l.m.);
- realizzazione della soletta di fondazione e dei piedritti in c.a. dello scatolare;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali		Foglio 11 di 26

FASE 3:

- rimozione dei puntelli di contrasto;
- esecuzione della soletta in c.a. del nuovo manufatto;
- demolizione parziale del muro di risvolto dello scatolare esistente fino a quota 212.50 m s.l.m.;
- esecuzione dei muri ad U in uscita dal nuovo manufatto;

FASE 4:

- rinterro dello scatolare con materiale da rilevato e misto cementato;
- sistemazione del terreno a tergo dei muri ad U;
- realizzazione dello stradello ferroviario.

5.3. Descrizione della sezioni di verifica

Le opere provvisionali sono state verificate con riferimento alla sezione trasversale in corrispondenza della massima altezza di scavo.

Lo schema geometrico delle berlinesi in progetto è riportato in Figura 5-1.

Nella seguente tabella sono riportati i principali parametri geometrici delle opere di progetto; per la definizione dei carichi statici e delle fasi di calcolo si rimanda ai paragrafi successivi.

Tabella 5-1 Parametri geometrici della sezione di calcolo

Berlinese contrastata da puntoni	
Opera di sostegno	Berlinese micropali ϕ 168.3 mm sp 12.5 mm p=0.40 m D=0.22 m
Altezza paratia	H = 8.5 m
Fondo scavo max	5.10 m da testa berlinese
Infissione	2.90 m
Puntoni	Qda t.p.= 0.25 m Passo = 3.0 m Profilo tubolare ϕ 168.3 mm sp 12.5 mm L=5.00 m
Sovraccarico a monte dell'opera	Mezzo di cantiere Q=10 kPa
Quota falda – fase scavo	-5.50 m da t.p.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO

6.1. Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

Con riferimento ai risultati delle indagini geognostiche ed alle prove di laboratorio disponibili, e sulla base di quanto riportato nella “Relazione geotecnica delle tratte all’aperto” [17] allegata al progetto esecutivo, in corrispondenza della WBS in oggetto sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

- **UNITÀ r:** terreni vegetali e suoli indifferenziati e terreni di riporto antropico; unità geotecnica prevalentemente incoerente.
- **UNITÀ fL2_S:** terreni costituiti prevalentemente da sabbie e sabbie limose; unità geotecnica prevalentemente incoerente.
- **UNITÀ aL:** depositi prevalentemente argilloso-limosi (Argille di Lugagnano); unità geotecnica prevalentemente coesiva.

La stratigrafia di progetto per il dimensionamento delle opere in esame è stata individuata sul profilo geologico dell’IN41 ed è riassunta in Tabella 6-1, assumendo la quota di zero con il piano campagna originario.

Tabella 6-1 Stratigrafia di calcolo delle opere provvisionali

Unità geotecnica	Descrizione	Dalla quota	Alla quota
r	riporto	p.c.	-1.0 m
fL2_S	Deposito alluvionale medio - Sabbie e sabbie limose	-1.0	-9.0 m
aL_alt	Cappellaccio delle Argille di Lugagnano	-9.0 m	-13.0 m
aL	Argille di Lugagnano	Oltre -13.0 m	

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica contenente i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche.

Per il materiale di riporto sono state adottate le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0$$

$$\phi = 28^\circ$$

Le opere provvisionali attraversano una stratigrafia costituita da materiali prevalentemente granulari, pertanto il calcolo è stato condotto solo in condizioni drenate. I parametri geotecnici assunti per le verifiche di stabilità sono sintetizzati nella tabella seguente:

Tabella 6-2 Parametri geotecnici

Profondità da p.c.		Descrizione	Unità	Peso di volume	Parametri di resistenza		Parametri di deformabilità	
da	a				γ	ϕ'	c'	E_{vc}
[m]	[m]			[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
0.0	-1.0	riporto	<i>r</i>	19	30	0	10	15
-1.0	-9.0	sabbia e sabbia limosa	<i>fL2_S</i>	19	32	0	30	45
-9.0	-13.0	Cappellaccio Argille Lugagnano	<i>aL_alt</i>	20	26	20	50	75
Oltre -13.0		Argille Lugagnano	<i>aL</i>	20	21	100	150	150

Per i materiali granulari il modulo di rigidezza in fase di ricarico E_{UR} è stato assunto pari a 1.5 volte del modulo in fase di carico vergine.

6.2. Livelli di falda

I livelli di falda da utilizzare nella progettazione delle opere sono stati definiti nella Relazione geologica e nel Profilo geologico.

Per le opere in oggetto il livello della falda di riferimento è posto a -5.50 m da p.c., ovvero a quota ≈ 208.3 m s.l.m, pertanto la falda non interferisce con lo scavo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali
	Foglio 14 di 26

7. ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI

Le opere di sostegno sono state verificate applicando i carichi elementari indicati nel seguito.

7.1. Spinta del terreno in condizioni statiche

Noti i parametri di resistenza, è possibile definire il valore dei coefficienti di spinta in condizioni di equilibrio limite, come di seguito commentato.

Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo K_0 è valutato mediante la nota formula proposta da Jaky (1944) [13]:

$$K_0 = 1 - \tan(\phi') \cdot \tan(\alpha)$$

con :

$$\alpha = \tan^{-1}(\phi')$$

OCR = grado di sovraconsolidazione (nel caso in esame $OCR \cong 1$)

Coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva K_A è valutato mediante la soluzione analitica di Muller-Breslau (1924) [14][14], riferita a superfici di rottura piane.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

con:

ϕ : angolo di attrito del terreno

β : inclinazione del paramento

δ : angolo di attrito terra-muro

i : inclinazione del terreno a monte

Nel caso particolare di piano campagna orizzontale, paramento verticale considerando cautelativamente un attrito terra-muro nullo, la correlazione citata si riduce alla formulazione originariamente proposta da Rankine:

$$K_A = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

Coefficiente di spinta passiva

Il coefficiente di spinta passiva K_P è valutato mediante le soluzioni di Caquot & Kerisel (1948) [15], ottenute con riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica), come riportato nella figura seguente.

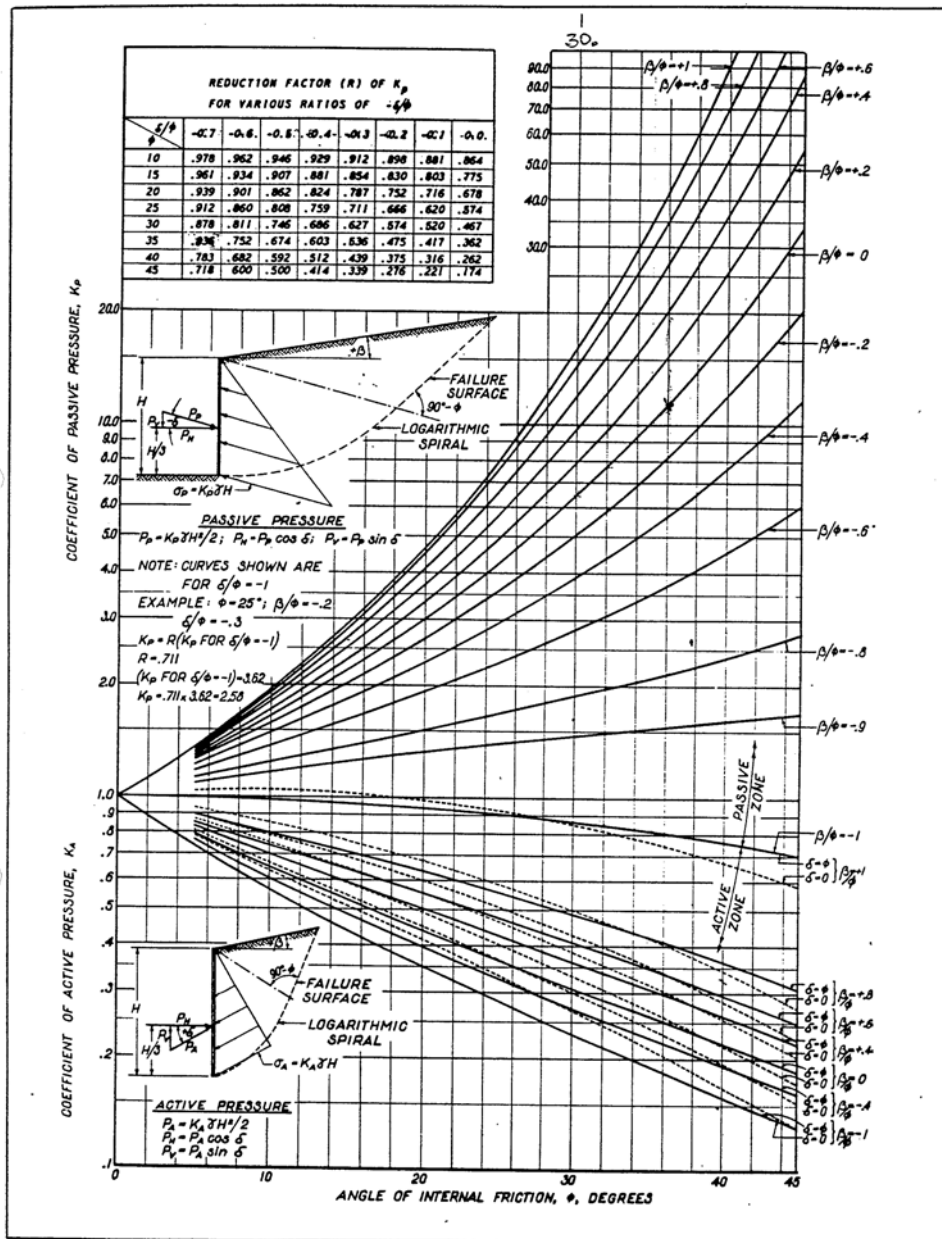


FIGURE 10-3
Active and Passive Coefficients with Wall Friction (Sloping Backfill)

Figura 7-1 Abaco per la valutazione del coefficiente di spinta passiva di Caquot & Kerisel

7.2. Spinta dell'acqua

Il calcolo è stato condotto trascurando la presenza della falda, che non interferisce con lo scavo.

7.3. Sovraccarichi

Per il calcolo delle berlinesi si è considerata la presenza di un sovraccarico dovuto ai mezzi di cantiere pari a $q=10$ kPa posti ad una distanza dall'asse della berlinese di 1.0 m.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisoriale
	Foglio 16 di 26

8. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

Le verifiche sono condotte attraverso il metodo delle tensioni ammissibili.

Nelle analisi sotto esposte, la fase sismica non viene considerata data la provvisorietà delle opere di sostegno previste come opere accessorie alla realizzazione degli scavi.

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

Per questo scopo si impiega il programma di calcolo "Paratie Ceas v. 7.0" che consente di studiare elementi strutturali tipo "beam" disposti su un letto di molle di tipo elasto-plastico in modo da tenere conto dell'interazione con il terreno e con gli eventuali tiranti/puntoni intermedi.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidezza flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico 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 configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti/puntoni, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, eventualmente contrastata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \sin \phi'$;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali
	Foglio 17 di 26

- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $1/3 \div 2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

9. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Nel seguito sono presentati i risultati delle analisi svolte per le condizioni di carico più gravose relativamente alle opere in progetto. In allegato sono riportati i tabulati di calcolo delle analisi effettuate.

9.1. Fasi di calcolo

Le immagini successive riportano la sequenza dei principali step di calcolo delle berlinesi.

FASI DI CALCOLO

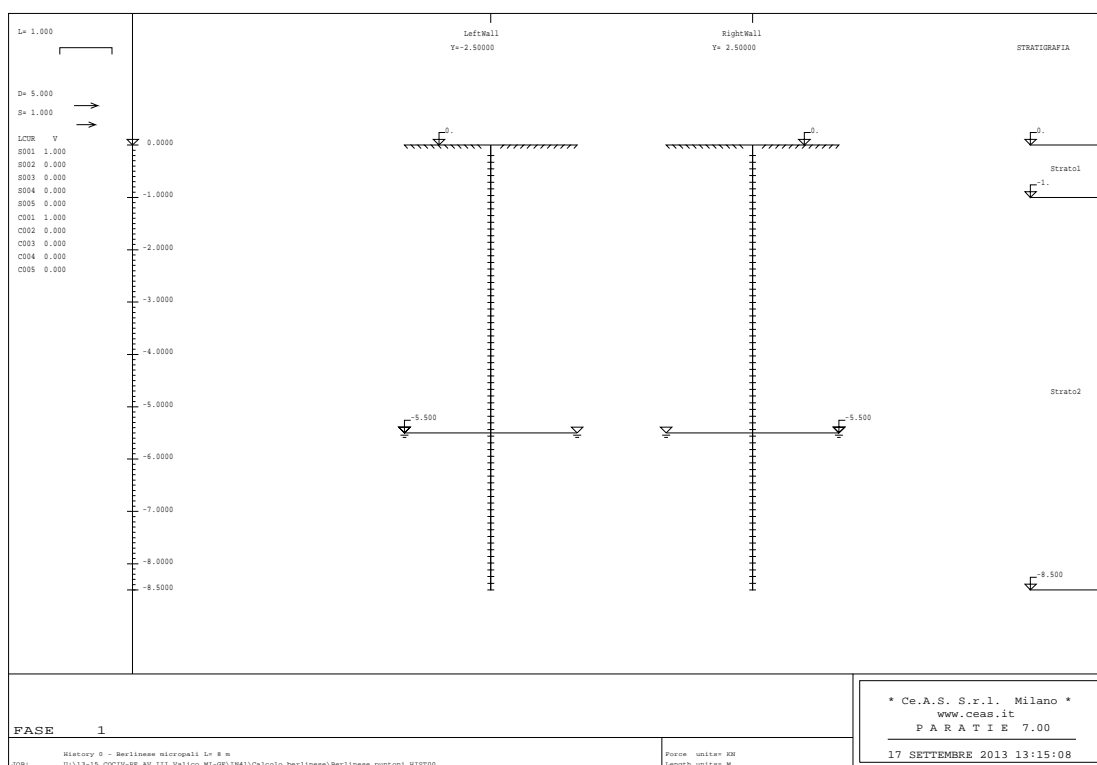


Figura 9-1 Condizione geostatica

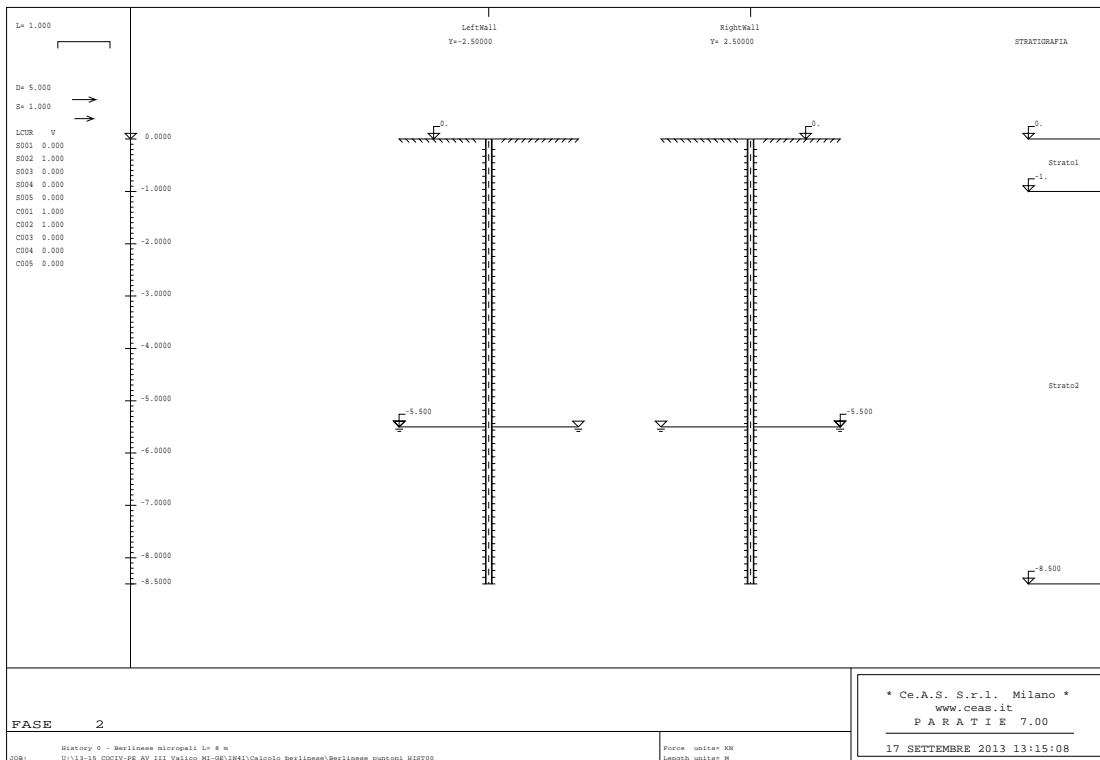


Figura 9-2 Esecuzione delle berlinesi

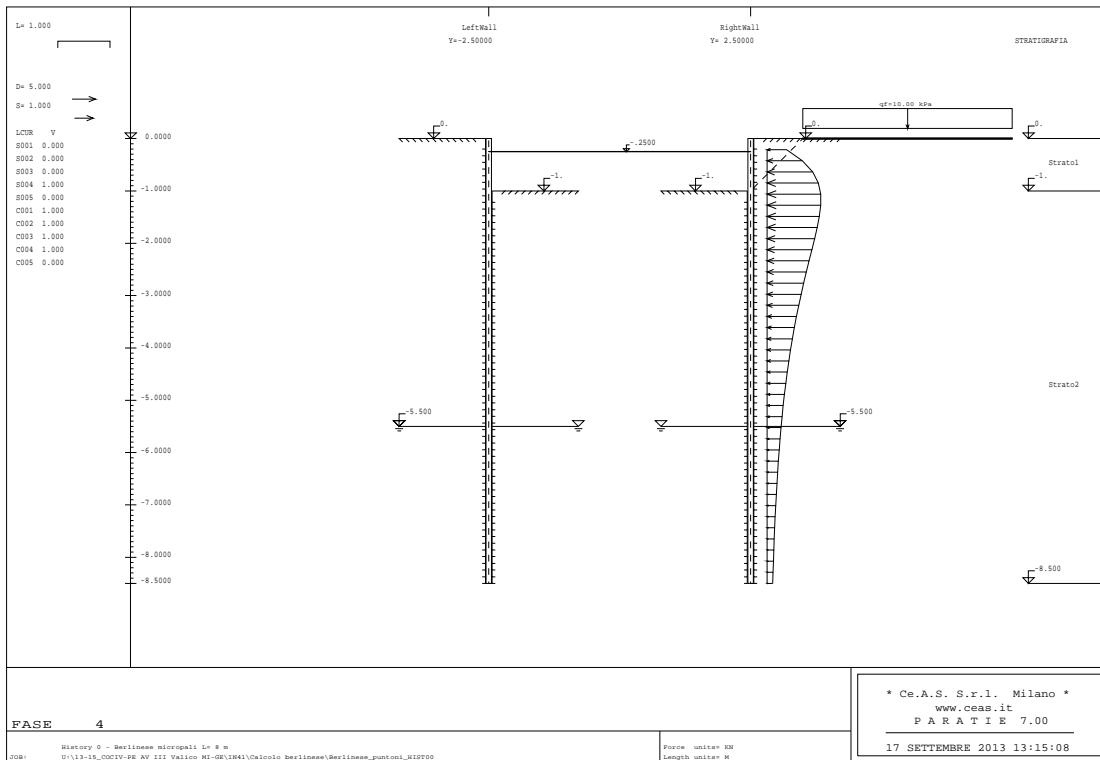


Figura 9-3 Scavo e posizionamento dei puntelli

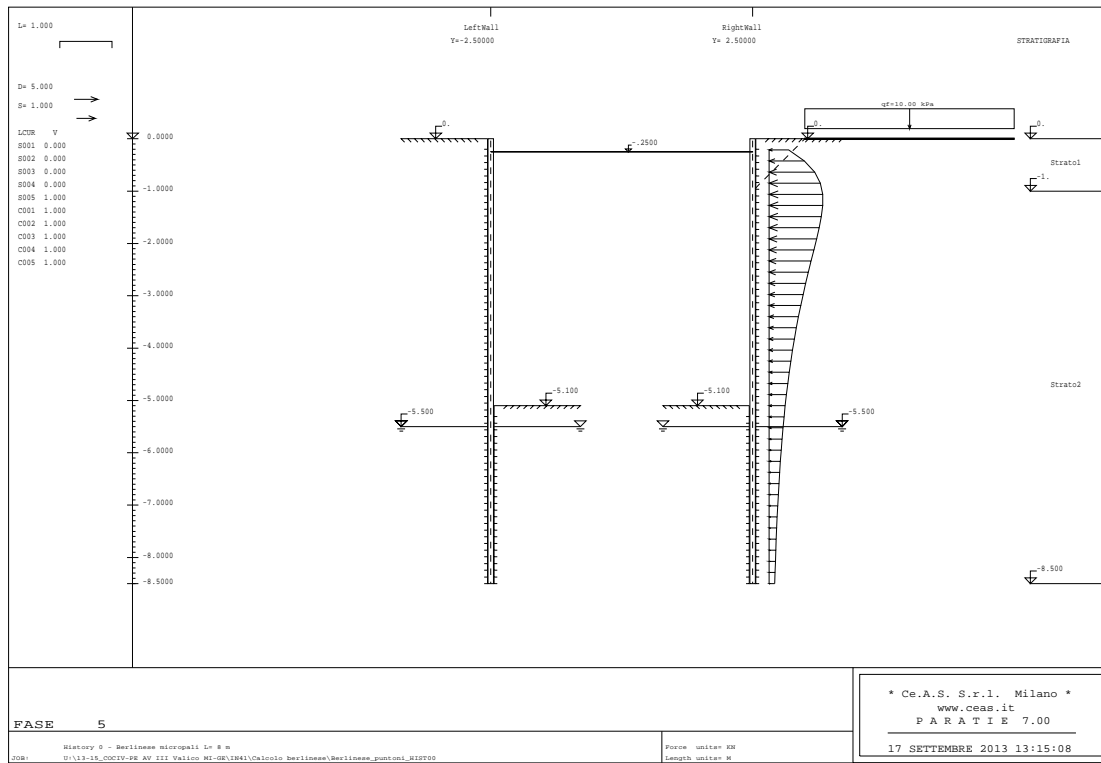


Figura 9-4 Ribasso a fondo scavo

9.2. Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni

In allegato sono riportati i seguenti diagrammi:

- deformata;
- momento flettente;
- taglio;
- sollecitazione assiale nei puntoni.

Nelle figure riportate in allegato sono visualizzati i risultati per ciascuna delle fasi costruttive. Inoltre, in ciascun diagramma è indicato il valore massimo calcolato e la quota corrispondente.

I diagrammi ottenuti riportano le sollecitazioni per un metro di berlinese nella direzione longitudinale.

9.3. Sintesi dei risultati delle analisi

Nella tabella seguente sono riportati i risultati di maggiore interesse dal punto di vista geotecnico: lo spostamento massimo della berlinese e i valori di mobilitazione della spinta passiva.

Tabella 9-1 Sintesi dei risultati per le verifiche lato geotecnico

Berlinese	$u_{max,SLE}$ [mm]	z_u [m]	%Sp
Sinistra	9.0	-3.25	45
Destra	10.0	-3.25	47

dove:

u_{max} spostamento massimo della berlinese;

z_u profondità da t.p. alla quale si riscontra u_{max} ;

Sp% percentuale sulla massima spinta passiva possibile, riferita all'ultimo step di analisi.

Come si può vedere dai risultati sopra esposti la percentuale di spinta passiva mobilitata al piede della paratia è al di sotto del 50%: ciò garantisce fattori di sicurezza sul coefficiente di spinta passiva superiori a 2.

Gli spostamenti massimi delle berlinesi sono dell'ordine di 1.0 cm.

Nella tabella successiva sono riassunti i valori delle grandezze di maggior interesse dal punto di vista strutturale: massimo momento flettente e taglio agente sulla berlinese e massimo sforzo di compressione nei puntone.

Tabella 9-2 Sintesi dei risultati lato struttura

Berlinese	M_{max} [kNm/m]	z_M [m]	T_{max} [kN/m]	z_T [m]	$N_{puntone}$ [kN/m]
Sinistra	46.16	-3.10	44.56	-5.35	27.44
Destra	49.98	-3.10	47.31	-5.35	27.44

dove:

M_{max} momento flettente massimo;

z_M profondità da t.p. alla quale si riscontra M_{max} ;

T_{max} taglio massimo;

z_T profondità da t.p. alla quale si riscontra T_{max} ;

$N_{puntone}$ azione assiale massima nel puntone;

10. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

10.1. Verifica dei micropali delle berlinesi

Nelle verifiche strutturali delle berlinesi si è considerata reagente la sola armatura del micropalo. Le sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sul singolo profilato sono ottenute moltiplicando il valore ottenuto dal calcolo con Paratie (azioni al metro lineare) per il passo dei micropali ($i=0.4$ m).

Le verifiche sono soddisfatte quando il valore di tensione ammissibile è maggiore della tensione ideale (σ_{id}) calcolata con il criterio di Von Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau_f^2}$$

dove:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\tau_f = \frac{T_{max}}{a} \frac{S}{J}$$

essendo a la corda della sezione, pari al doppio spessore del tubo metallico.

Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei micropali delle berlinesi sono riportate in Tabella 10-1.

Tabella 10-1 Caratteristiche geometriche e di resistenza dei micropali delle berlinesi

<i>D</i> <i>[mm]</i>	<i>sp</i> <i>[mm]</i>	<i>A</i> <i>[cm²]</i>	<i>W</i> <i>[cm³]</i>	<i>I</i> <i>[cm⁴]</i>
φ 168.3	12.5	61.18	222.0	1868.4
D = diametro tubolare s _p = spessore A = area della sezione W = modulo resistente della sezione I = momento di inerzia della sezione				

Le verifiche relative al singolo micropalo per le sollecitazioni massime di calcolo ottenute sono riportate nella tabella seguente. A favore di sicurezza il massimo taglio si considera agente nella sezione di massimo momento.

Tabella 10-2 Verifiche delle berlinesi nella sezione di calcolo

Berlinese	M_{max} [kNm/m]	T_{max} [kN/m]	σ_{id} [MPa]	σ_{amm} [MPa]
Sinistra	18.46	17.82	83.26	190
Destra	19.99	18.93	90.15	190

10.2. Verifica dei puntoni di contrasto

Le berlinesi sono contrastate da tubolari metallici ϕ 168.3 mm spessore 12.5 mm di lunghezza 5.0 m disposti ad interasse 3.0 m in corrispondenza della trave di coronamento.

Dal modello di calcolo Paratie si ricava che la massima pressione a metro lineare esercitata dalle berlinesi sul sistema di contrasto risulta pari a:

$$N_{\text{puntone}} = 27.44 \text{ kN/m}$$

da cui l'azione assiale massima sui tubi è pari a:

$$N_{\text{max}} = 27.44 \times 3.0 = 82.32 \text{ kN}$$

Il contributo dell'azione flettente dovuto al peso proprio dell'elemento strutturale è esiguo, e dunque viene trascurato nelle verifiche.

La verifica strutturale all'instabilità della membratura compressa è eseguita attraverso il metodo ω , che consiste nel verificare che:

—

Dove:

- ω : coefficiente maggiorativo della forza assiale funzione della lunghezza dell'asta, dei vincoli sui è soggetta, della forma della sezione e del tipo di acciaio;
- N: sforzo normale agente;
- A: area della sezione.

Le norme tecniche (DM 1996 e CNR10011 1997) forniscono valori tabellati del coefficiente maggiorativo ω in funzione del tipo di acciaio, del tipo di sezione e della snellezza λ , definita come:

—

In cui:

$l_0 = \beta L$ lunghezza libera d'inflessione;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN41-0X-002_A00 Relazione di calcolo opere provvisionali
	Foglio 24 di 26

- β : coefficiente funzione delle condizioni di vincolo ($\beta=1$ per vincoli di estremità assimilabili a cerniere);
- L: lunghezza dell'asta;
- ρ : raggio d'inerzia della sezione.

Nel caso in esame:

— ———

— ———

— ———

Entrando con il valore di λ ottenuto nel prospetto 7-IIIa valido per acciaio B450 C (Fe430) e tubi quadrati, rettangolari e tondi (CNR-10011-97), si ottiene un valore di $\omega=1.64$, da cui:

— ———

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

10.1. Verifica delle travi di coronamento

Le sollecitazioni sulla trave di coronamento sono ottenute considerando uno schema statico di trave continua su più appoggi, rappresentati dai puntone. Il carico applicato, considerato uniforme, è dato dalla reazione sui puntone per metro lineare di paratia. Le massime azioni flettenti e di taglio sulla trave per ciascuno stato limite valgono:

—

dove:

$$p = N_{\text{puntone}} \text{ (kN/m)}$$

i = interasse tra i puntone

Prospetto 7-IIIa

Acciaio Fe 430

coefficienti ω

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10
20	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	20
30	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.07	30
40	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.12	40
50	1.12	1.13	1.13	1.14	1.14	1.15	1.16	1.16	1.17	1.18	50
60	1.18	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	60
70	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	1.37	70
80	1.39	1.40	1.42	1.43	1.45	1.46	1.48	1.50	1.52	1.54	80
90	1.55	1.57	1.59	1.62	1.64	1.66	1.68	1.70	1.72	1.75	90
100	1.77	1.80	1.82	1.84	1.87	1.90	1.92	1.95	1.98	2.00	100
110	2.03	2.06	2.09	2.12	2.15	2.17	2.20	2.23	2.26	2.30	110
120	2.33	2.36	2.39	2.42	2.46	2.49	2.52	2.56	2.59	2.62	120
130	2.66	2.69	2.73	2.77	2.80	2.84	2.87	2.91	2.95	2.99	130
140	3.02	3.06	3.10	3.14	3.18	3.22	3.26	3.29	3.33	3.37	140
150	3.41	3.45	3.49	3.54	3.56	3.62	3.66	3.70	3.74	3.79	150
160	3.83	3.88	3.92	3.97	4.01	4.06	4.11	4.15	4.20	4.25	160
170	4.29	4.34	4.39	4.44	4.48	4.53	4.58	4.63	4.68	4.73	170
180	4.75	4.83	4.88	4.93	4.98	5.03	5.08	5.13	5.18	5.23	180
190	5.28	5.34	5.39	5.44	5.50	5.55	5.61	5.66	5.72	5.77	190
200	5.83	5.88	5.93	5.99	6.05	6.10	6.16	6.22	6.28	6.34	200
210	6.40	6.46	6.52	6.58	6.64	6.70	6.75	6.81	6.87	6.93	210
220	7.00	7.06	7.12	7.18	7.25	7.31	7.38	7.45	7.51	7.57	220
230	7.64	7.70	7.76	7.83	7.90	7.97	8.04	8.11	8.17	8.24	230
240	8.31	8.37	8.44	8.51	8.57	8.64	8.71	8.78	8.85	8.92	240
250	8.98										250

Figura 10-1 Prospetto 7-IIIa CNR-10011-97 per la valutazione del coefficiente ω sezione tubolare in acciaio Fe430

Armando il cordolo di testata con correnti 4+4 ϕ 16 e staffe ϕ 12/20 cm si ottengono i seguenti valori di sollecitazione nelle barre di armatura:

Tabella 10-3 Verifiche trave di coronamento

Verifiche a pressoflessione e taglio - TA								
Sezione	M_{max} [kNm]	T_{max} [kNm]	A_s [-]	A'_s [-]	Staffe [-]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	τ_c [MPa]
50x50 cm	27.4	49.4	4 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 12/20	1.87	-82.71	0.24

Le verifiche tensionali risultano soddisfatta essendo i tassi di lavoro dei materiali inferiori a quelli previsti dalla normativa.