

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

**NUOVA VIABILITA' TRATTA VIA ERZELLI - VIA BORZOLI
Parte stradale
Opere d'arte – Muri Tirantati lato Erzelli
Relazione di calcolo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi	

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

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	Vega Eng. <i>SR</i>	25/6/2012	Ing. F. Colla <i>FC</i>	27/6/2012	E. Pagani <i>EP</i>	29/6/2012	Ing. E. Ghislandi

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00
-----------	--

CUP: F81H9200000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00</p> <p>Foglio 3 di 50</p>

INDICE

INDICE.....	3
1. INTRODUZIONE.....	5
1.1. OGGETTO.....	5
1.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	6
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E LINEE GUIDA	8
3. MATERIALI	9
3.1. CALCESRUZZO	9
3.1.1. CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	9
3.1.2. CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	9
3.2. ACCIAIO	10
3.2.1. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	10
3.2.2. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	10
3.2.3. ACCIAIO PER TREFOLI DEI TIRANTI	10
4. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO	11
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	12
6. ANALISI DEI CARICHI.....	13
6.1. CARICHI PERMANENTI.....	13
6.2. CARICHI VARIABILI.....	13
6.2.1. CARICO ACCIDENTALE	13
6.2.2. AZIONE SISMICA.....	13
7. MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	15
7.1. CENNI DI BASE SUL PROGRAMMA.....	15
7.2. DESCRIZIONE GEOMETRICA DEL MODELLO	16
7.2.1. SEZIONE CORRENTE.....	16
7.2.2. SEZIONE CABINA.....	22
8. VERIFICHE DELLA STRUTTURA.....	26
8.1. SEZIONE CORRENTE	26
8.1.1. BERLINESE SUPERIORE	26
8.1.2. BERLINESE INFERIORE	35
8.2. SEZIONE CABINA.....	42
8.2.1. BERLINESE SUPERIORE	42
8.2.2. BERLINESE INTERMEDIA	42
8.2.3. BERLINESE INFERIORE	42
8.3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PIEDE DEL MURO DI PLACCAGGIO.....	49

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00

Foglio
4 di 50

1. INTRODUZIONE

1.1. OGGETTO

La presente relazione riguarda il dimensionamento e la verifica delle opere strutturali di sostegno inerenti gli interventi della nuova viabilità di collegamento fra Borzoli ed Erzelli, in comune di Genova.

In particolare l'opera oggetto della seguente relazione è collocata in corrispondenza dell'uscita dalla galleria di Erzelli, e consiste in una doppia berlinese tirantata avente un'altezza complessiva di circa 14 m.

Si riporta di seguito un'immagine satellitare che mostra l'ubicazione esatta del sito previsto per la realizzazione dell'opera oggetto dell'intervento, con le relative coordinate topografiche necessarie al fine della determinazione dei parametri sismici di progetto.



Figura 1.1 Immagine satellitare sito oggetto di studio

Latitudine: 44.4229°
 Longitudine: 8.8665°

Si distinguono 2 situazioni tipo:

- La sezione corrente dove l'opera di sostegno è realizzata mediante due ordini di muri: uno superiore di altezza pari a 6.00 m e uno inferiore di altezza pari a 7.00 m;
- In corrispondenza delle sezione di progetto S5, dove si prevede la collocazione di una cabina elettrica che comporta un allargamento del piazzale. In questo punto è risultato quindi necessario arretrare l'opera di sostegno e adottare una soluzione su tre livelli per coprire un'altezza complessiva di circa 20 m. Il muro inferiore è caratterizzato da un'altezza di 8.30 m; il muro intermedio ha un'altezza di 6.00 m, mentre il muro superiore è caratterizzato da un'altezza massima di 6.00 m

Si distingue inoltre un tratto di raccordo tra le due sezioni tipologiche dove il muro inferiore passa da un'altezza di 7 m a un'altezza massima di 8.30 m.

Nel seguito si indicherà la soluzione su due ordini di muro con "Sezione corrente" e quella su tre ordini con "Sezione cabina".

1.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il nuovo muro in corrispondenza dell'imbocco della Galleria Erzelli è costituito generalmente da una doppia paratia di micropali tirantate completate in fase definitiva da una parete in calcestruzzo e massi naturali. Questo tipo di soluzione si è resa necessaria in quanto l'elevata altezza dello scavo impedisce la realizzazione di una singola struttura di sostegno. L'immagine seguente mostra la geometria complessiva della doppia berlinese

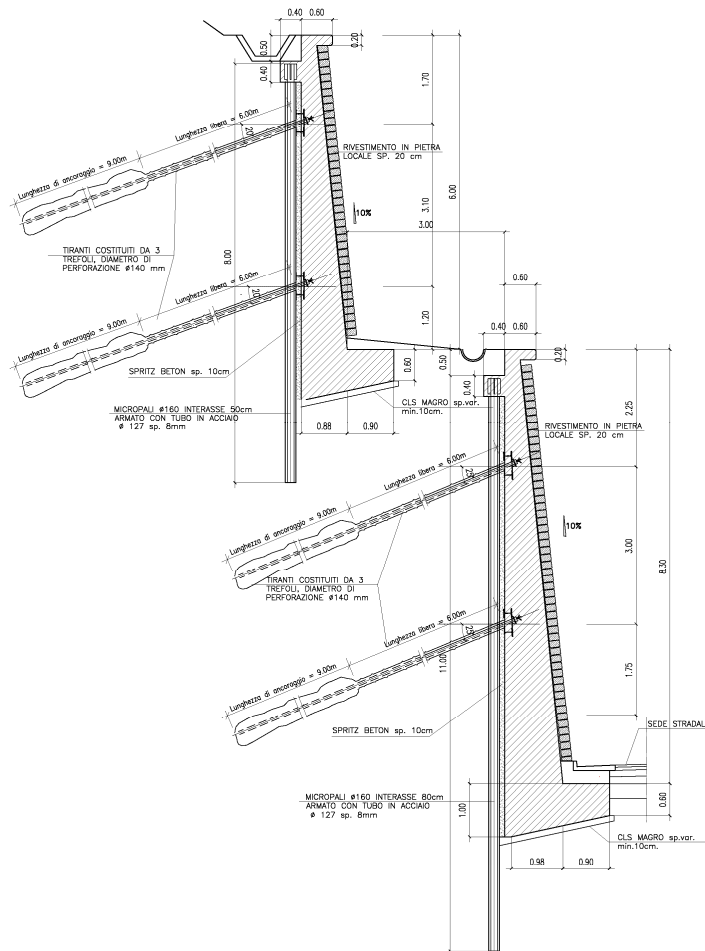


Figura 1.2Carpenteria della doppia berlinese Erzelli

Come precedentemente detto in corrispondenza della sezione di progetto S5, vista la presenza della cabina elettrica, è stato necessario arretrare l'opera e introdurre un terzo muro tirantato. Nel seguito si descrivono in dettaglio i diversi tipi di muri differenziandoli per l'altezza del paramento verticale.

1.1.1.1 Muro di altezza H=6.00 m

I micropali hanno una lunghezza di 8,00 m, sono formati da tubi con diametro esterno pari a 127,0mm e spessore di 8,0 mm, disposti ad interasse di 50 cm e sono collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo. Il diametro di perforazione risulta pari a 160,0mm.

La paratia è ancorata mediante una doppia fila di tiranti attivi inclinati di 20° e disposti ad interasse di 3,00 m. I tiranti sono caratterizzati da una lunghezza libera pari a 6,0m e una lunghezza di ancoraggio pari a 9,00m. Il cavo del tirante è costituito da tre trefoli di diametro 6/10 pollici che corrisponde a una sezione nominale di circa 139 mm². Il bulbo di ancoraggio è realizzato mediante iniezioni ripetute e selettive a pressione e volume costante denominate IRS. La prima fila di tiranti è disposta ad una quota pari a 1,70m dalla testa del muro

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00 Foglio 7 di 50

definitivo mentre la seconda fila è disposta a una distanza di 3,10m dalla prima fila. I tiranti sono pretesi con un tiro pari a 200kN. I tiranti sono inoltre collegati mediante una trave di ripartizione costituita da due HEB160. Il muro di sostegno definitivo è caratterizzato da un'altezza della parete verticale pari a circa 6,00m e da un'inclinazione del paramento verticale pari al 10%. Il muro è caratterizzato inoltre da uno spessore variabile da un minimo di 30cm a un massimo di 88cm. Il dente del muro ha uno spessore minimo di 60 cm e una lunghezza di 90cm.

1.1.1.2 Muro di altezza H=7.00 m

I micropali hanno una lunghezza di 10,00 m, sono formati da tubi con diametro esterno pari a 127,0mm e spessore di 8,0 mm, disposti ad interasse di 80 cm e sono collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo. Il diametro di perforazione risulta pari a 160,0mm.

In questo caso si è scelto di posizionare i micropali con un interassi maggiore (80 cm) rispetto a quello adottato per i muri di altezza pari a 6.00 m (50 cm) perché il muro si trova in un terreno avente caratteristiche meccaniche migliori. Si rimanda al capitolo 4 per le caratteristiche dei diversi terreni presenti in sito e la stratigrafia di progetto.

La paratia è ancorata mediante una doppia fila di tiranti attivi inclinati di 25° e disposti ad interasse di 3,20 m. I tiranti sono caratterizzati da una lunghezza libera pari a 6,0m e una lunghezza di ancoraggio pari a 9,00m. Il cavo del tirante è costituito da tre trefoli di diametro 6/10 pollici che corrisponde a una sezione nominale di circa 139 mm². Il bulbo di ancoraggio è realizzato mediante iniezioni ripetute e selettive a pressione e volume costante (IRS). La prima fila di tiranti è disposta ad una quota pari a 1,70m dalla testa del muro definitivo mentre la seconda fila è disposta a una distanza di 3,30m dalla prima fila. I tiranti sono pretesi con un tiro pari a 200kN. I tiranti sono inoltre collegati mediante una trave di ripartizione costituita da due HEB160.

Il muro di sostegno definitivo è caratterizzato da un'altezza della parete verticale pari a circa 7,00m e da un'inclinazione del paramento verticale pari al 10%. Il muro è caratterizzato inoltre da uno spessore variabile da un minimo di 30cm a un massimo di 98cm. Il dente del muro ha uno spessore minimo di 60 cm e una lunghezza di 90cm.

1.1.1.3 Muro di altezza H=8.30 m

I micropali hanno una lunghezza di 11,00 m, sono formati da tubi con diametro esterno pari a 127,0mm e spessore di 8,0 mm, disposti ad interasse di 80 cm e sono collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo. Il diametro di perforazione risulta pari a 160,0mm.

La paratia è ancorata mediante una doppia fila di tiranti attivi inclinati di 25° e disposti ad interasse di 3,20 m. I tiranti sono caratterizzati da una lunghezza libera pari a 6,0m e una lunghezza di ancoraggio pari a 9,00m. Il cavo del tirante è costituito da tre trefoli di diametro 6/10 pollici che corrisponde a una sezione nominale di circa 139 mm². Il bulbo di ancoraggio è realizzato mediante iniezioni ripetute e selettive a pressione e volume costante (IRS). La prima fila di tiranti è disposta ad una quota pari a 1,70m dalla testa del muro definitivo mentre la seconda fila è disposta a una distanza di 3,30m dalla prima fila. I tiranti sono pretesi con un tiro pari a 200kN. I tiranti sono inoltre collegati mediante una trave di ripartizione costituita da due HEB160.

Il muro di sostegno definitivo è caratterizzato da un'altezza della parete verticale pari a circa 8,30m e da un'inclinazione del paramento verticale pari al 10%. Il muro è caratterizzato inoltre da uno spessore variabile da un minimo di 30cm a un massimo di 98cm. Il dente del muro ha uno spessore minimo di 60 cm e una lunghezza di 90cm.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00</p>	<p>Foglio 8 di 50</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E LINEE GUIDA

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme in vigore al momento della stesura del progetto definitivo:

Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;

D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

Circolare LL.PP. 15 Ottobre 1996 n° 252 AA.GG./S.T.C. – “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 D.M. 9.01.1996”;

CNR-UNI 10011 – “Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;

Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;

Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;

D.M. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16.01.1996”;

D.M. 14 Febbraio 1992 – “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

Si è inoltre fatto riferimento al “Manuale di progettazione corpo stradale RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C”.

3. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei diversi materiali utilizzati così come indicate nel DM 15 Gennaio 1996.

3.1. CALCESRUZZO

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei materiali riportati nei paragrafi seguenti.

3.1.1. CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15.

3.1.2. CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di fondazione ed elevazione, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C25/30 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	R_{ck}	30 N/mm ²
Resistenza a compressione (cilindrica)	f_{ck}	25 N/mm ²
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}$	2.61 N/mm ²
Resistenza a compressione (Rara)	$\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck}$	15 N/mm ²
Resistenza a compressione (Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck}$	11,2 N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}}$	31220 N/mm ²
Tensione normale di compressione ammissibile nel conglomerato	$\bar{\sigma}_c = 6 \frac{R_{ck}-15}{4}$	22.5 N/mm ²
Tensione tangenziali ammissibile nel conglomerato	$\bar{\tau}_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck}-15}{75}$	0.6 N/mm ²
	$\bar{\tau}_{c1} = 1,4 + \frac{R_{ck}-15}{35}$	1.83 N/mm ²

Il coefficiente di omogeneizzazione è assunto pari a 15.

È previsto un copriferro di 4 cm sia per opere di fondazione che per opere di elevazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00	Foglio 10 di 50

3.2. ACCIAIO

3.2.1. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per l'acciaio per cemento armato si è scelto un acciaio tipo FeB44k che presenta le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	430 N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\bar{\sigma}_s$	255 N/mm ²

3.2.2. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per la realizzazione dei micropali si utilizzano acciai conformi alle norme UNI EN 10210 del tipo S275H, che corrisponde all'acciaio Fe430, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq$	275 N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq$	410 N/mm ²
Modulo di elasticità normale	E	206000 N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	78400 N/mm ²
Tensioni ammissibili	σ_{adm}	190 N/mm ²

Per la realizzazione delle travi di ripartizione si utilizzano acciai conformi alle norme UNI EN 10210 del tipo S355, che corrisponde all'acciaio Fe510, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq$	355 N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq$	510 N/mm ²
Modulo di elasticità normale	E	206000 N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	78400 N/mm ²
Tensioni ammissibili	σ_{adm}	240 N/mm ²

3.2.3. ACCIAIO PER TREFOLI DEI TIRANTI

Gli acciai per trefoli dei tiranti devono possedere proprietà meccaniche non inferiori a quelle indicate di seguito:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq$	1860 N/mm ²
Tensione caratteristica allo 1% di deformazione totale	$f_{p(1)k} \geq$	1670 N/mm ²
Tensioni ammissibili	$0.6 \cdot f_{ptk}$	1113 N/mm ²

4. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

Di seguito sono riportati i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo delle spinte delle terre e per la verifiche delle tensioni scaricate in fondazione.

In tabella si riporta inoltre la stratigrafia in sito indicando l'inclinazione degli strati e l'altezza degli strati in corrispondenza dell'asse della paratia alta. Il versante è inclinato sull'orizzontale di in angolo pari circa a 17°.

Tipo di terreno	γ [kN/m ³]	φ	C [kPa]	E [MPa]	angolo strato	H strato [m]
Suolo e copertura di versante limo argilloso con scaglie	18-19	20°-22°	5-10	30	12°	1.5
Roccia locale trasformata dall'alterazione in materiale a consistenza terrigena, limo argilloso con scheletro lapideo	20	23°-25°	20-30	200-400	14°	3.7
Strato unico con alternanza di prevalenti strati marnosi-argillitici in genere fortemente alterati ed umidi con abbondante matrice argillosa e strati più calcarei meglio preservati	24-26	27°-30°	180-230	1500-2000	17°	10

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Con la D.G.R. 19/11/10, n. 1362, pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione Liguria (B.U.R.L.) n. 50 del 15/12/10, parte II, è stata approvata la nuova classificazione sismica (che ha sostituito la precedente di cui alla D.G.R. 24/10/08, n. 1308), entrata in vigore il 1° gennaio 2011.

Secondo la nuova classificazione, il territorio della Provincia di Genova risulta ripartito tra le zone 3 (n. 63 Comuni) e 4 (n. 3). Per il solo Comune di Genova, è prevista un'ulteriore partizione territoriale, a livello di Unità Urbanistica, con zone 3 (n. 11 Unità Urbanistiche) e zone 4 (n. 61). L'immagine seguente mostra la partizione territoriale del solo comune di Genova. Si può osservare come il sito di progetto cada all'interno dell'Unità Urbanistica 23 classificata in Zona 4, cioè di sismicità molto bassa

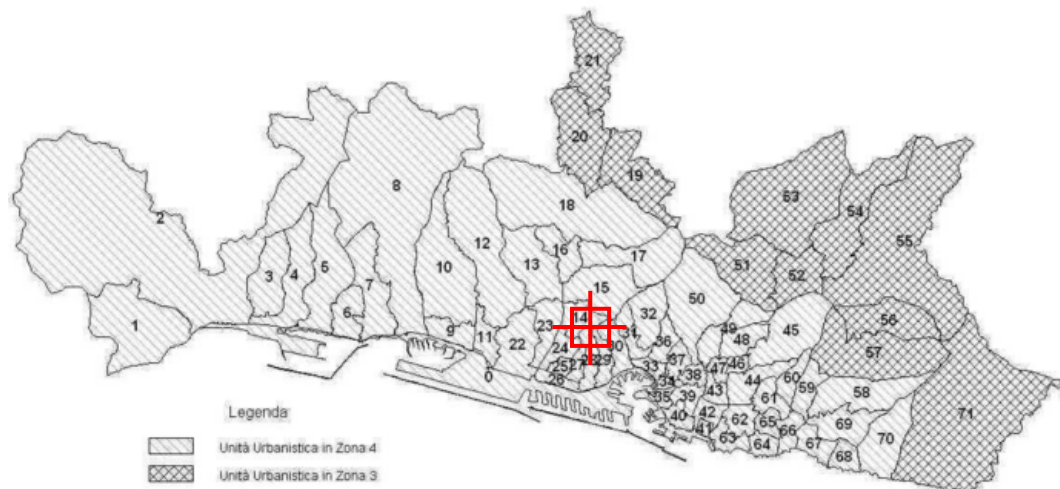


Figura 5.1 Classificazione sismica del Comune di Genova, suddiviso in Unità Urbanistiche (D.G.R. n. 1362/10).

Le verifiche sono state eseguite secondo le norme tecniche di cui al DM 15 Gennaio 1996 e relative circolari applicative. Per la zona sismica 4 non è fornito un valore del grado di sismicità. Tuttavia visto che l'azione sismica secondo il DM08 risulta più gravosa rispetto a quella valutata facendo riferimento al DM96, si assume cautelativamente un valore del grado di sismicità S pari a 6 che corrisponde alla Zona 3. Il coefficiente di intensità sismica C risulta pertanto pari a

$$C = \frac{S - 2}{100} = 0,04$$

Inoltre, per tener in conto della valenza pubblica dell'opera, a favore di sicurezza, si considera un coefficiente di struttura β pari a 1.2. Di conseguenza l'accelerazione al suolo sarà pari a 0.048g.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00	Foglio 13 di 50

6. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito sono riportati i carichi agenti sulle strutture.

6.1. CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti, secondo il DM96, comprendono sia i carichi permanenti della struttura sia quelli portati. I carichi permanenti strutturali sono determinati, secondo la normativa, a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la struttura.

Si riportano di seguito i pesi per unità di volume dei materiali impiegati, come da regolamento.

MATERIALI	PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m ³]
Acciaio	78.5
Calcestruzzo	25

Per carichi permanenti non strutturali si intende il peso proprio del terreno e del rilevato stradale. Per quanto riguarda il peso del terreno viene valutato caso per caso a seconda del tipo di terreno presente in sito.

6.2. CARICHI VARIABILI

6.2.1. CARICO ACCIDENTALE

In accordo al "Manuale di progettazione del corpo stradale RFI-DINIC-MA-00-001-C" paragrafo 5.2.2.2, il carico accidentale a tergo del muro di sostegno è stato considerato distribuito su una striscia di carico di larghezza pari a 4m e di valore pari a 20 kN/m².

6.2.2. AZIONE SISMICA

Come precedentemente detto, sono state assunte come forze sismiche per il dimensionamento quelle determinate ponendo il coefficiente di intensità sismica C pari a 0.048 (S=6, zona di terza categoria, β=1.2). Le spinte delle terre in condizioni pseudo statiche e le forze di inerzia delle masse sono quindi calcolate secondo il DM 96.

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = A s' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 14 di 50</p>

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

7. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione e il calcolo della paratia è eseguita con il codice di calcolo numerico **“Paratie versione 7 del 2011”** edito da Harpaceas di Milano.

“Paratie” è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

7.1. CENNI DI BASE SUL PROGRAMMA

Il codice di calcolo **“Paratie”** analizza il problema reale approssimandolo a un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nell’immagine di seguito riportata.

“Paratie” non è pertanto idoneo a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.

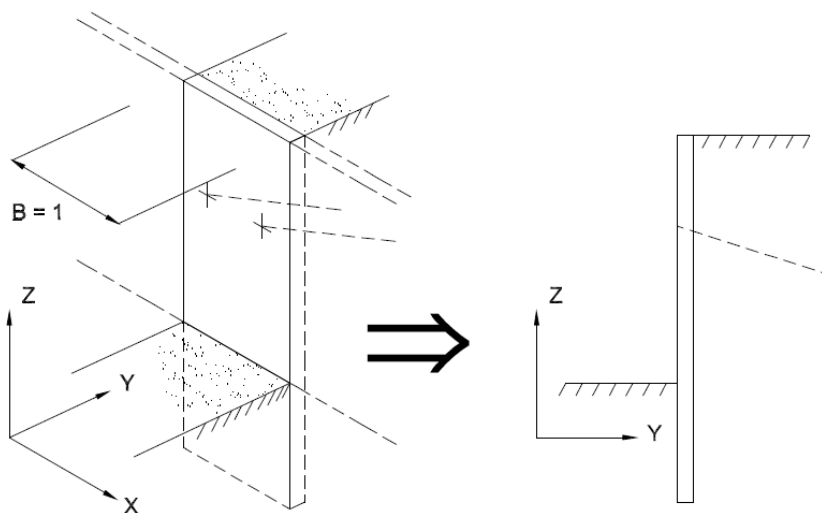
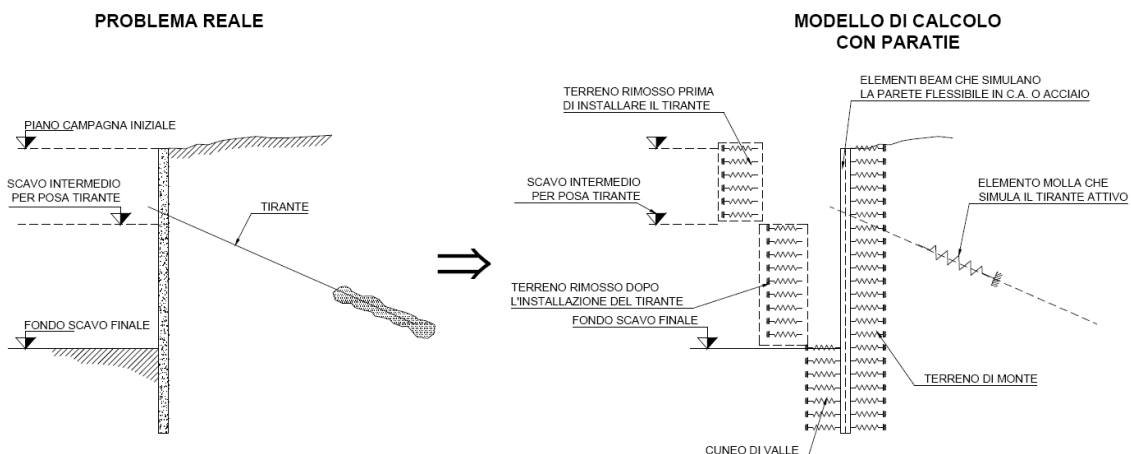


Figura 7.1 Approssimazione del problema reale tridimensionale a un problema piano

L’analisi svolta dal codice è di tipo non lineare dove l’interazione terreno-struttura è modellata mediante la teoria della *trave su suolo elastico*: le pareti disostegno vengono rappresentate con elementi finiti *beam* il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie. Si osserva che ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00 Foglio 16 di 50

Figura 7.2 Modellazione del terreno mediante elementi elastoplastici monodimensionali

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, 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 e da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale 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))

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria)

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo¹.

condizioni di stabilità generale del complesso parete+ terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

7.2. DESCRIZIONE GEOMETRICA DEL MODELLO

Le verifiche sull'opera oggetto di studio sono condotte in due fasi: la prima *provvisoria*, in cui si verifica la berlinese tirantata, utilizzando un coefficiente di sicurezza per la lunghezza di ancoraggio dei tiranti ridotto scelto pari a 2 (sulla base dei coefficienti proposti in letteratura per la riduzione del contributo alla resistenza al tiro della coesione e dell'attrito); la seconda *definitiva*, in cui si verifica il muro in c.a. tirantato, verificando la lunghezza di ancoraggio dei tiranti con un coefficiente di sicurezza pari a 2.5.

In entrambe le fasi si è considerato un carico in testa al muro di 20 kN/m² distribuito su una larghezza pari a 4m come prescritto dal Manuale di progettazione del corpo stradale di RFI.

Le due fasi, provvisoria e definitiva, sono state analizzate separatamente mediante diversi modelli di calcolo, avendo fatto l'ipotesi che in fase definitiva i micropali siano trascurabili e che l'equilibrio della struttura sia garantito dai soli ancoraggi attivi. Per la fase provvisoria si è considerata la reale sezione della paratia mentre per quella definitiva si è considerata una paratia a diaframma avente sezione rettangolare di spessore 60cm, valore medio tra il minimo e il massimo spessore del muro reale. Inoltre, si è trascurato a favore di sicurezza il contributo di spinta passiva e di resistenza a scorrimento fornito dal piede del muro.

Inoltre, vista l'impossibilità del programma di calcolo di valutare l'interazione tra più ordini di paratie, è stato necessario suddividere il problema reale in più problemi semplificati così da studiare separatamente il comportamento dei diversi ordini di muro. Nel seguito si descrivono in dettaglio i diversi modelli utilizzati e le ipotesi semplificative adottate per tenere in conto dell'interazione tra le diverse paratie.

7.2.1. SEZIONE CORRENTE

Per tenere in conto dell'interazione tra i due ordini di muro si sono fatte le seguenti scelte:

Nello studio della fase definitiva del muro superiore, che si è ipotizzato venga realizzato per primo, si è considerata un'ultima fase in cui si simula lo scavo della seconda paratia riducendo/annullando la spinta passiva al piede del muro stesso. Di conseguenza si ipotizza che l'equilibrio della paratia sia garantito dai soli tiranti di ancoraggio.

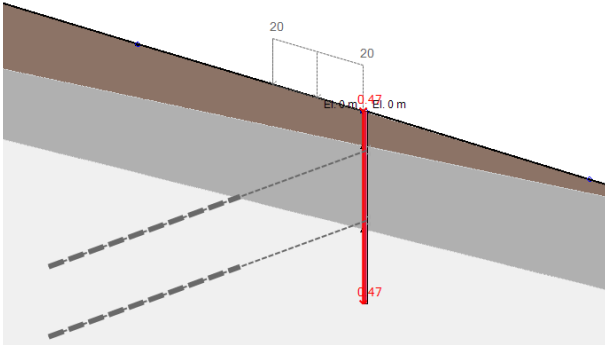
Per quanto riguarda la paratia inferiore si è considerata la presenza della paratia superiore introducendo un sovraccarico permanente per simulare il terreno sovrastante fin dalla prima fase di realizzazione.

Nel seguito si descrivono brevemente i modelli realizzati.

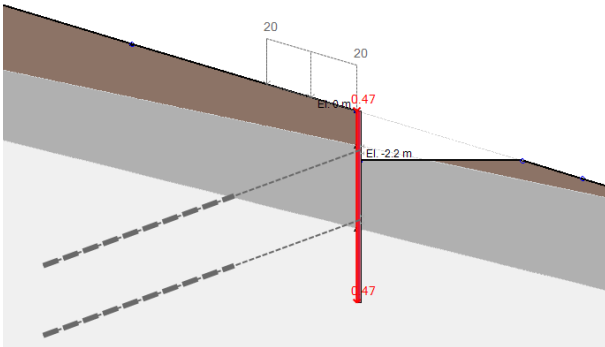
1.1.1.4 Berlinese Superiore

Si riportano di seguito le diverse fasi di realizzazione della paratia considerate nel calcolo:

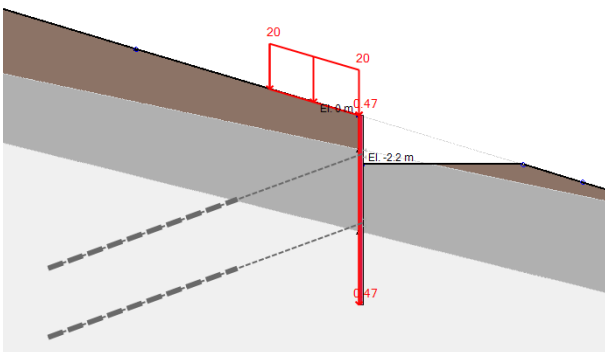
[0] Fase geostatica



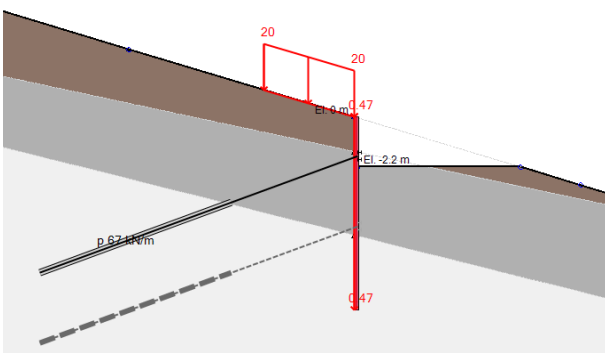
[1] Scavo fino alla profondità di 2.2m



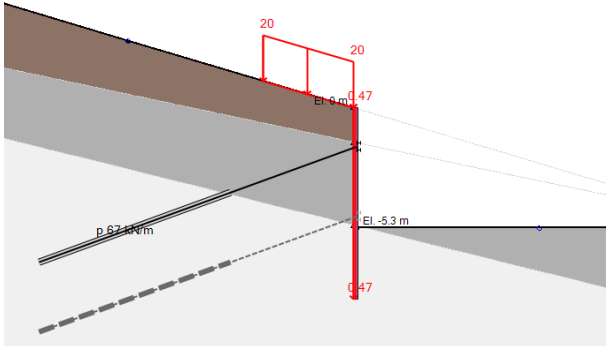
[2] Inserimento carico accidentale a tergo della paratia



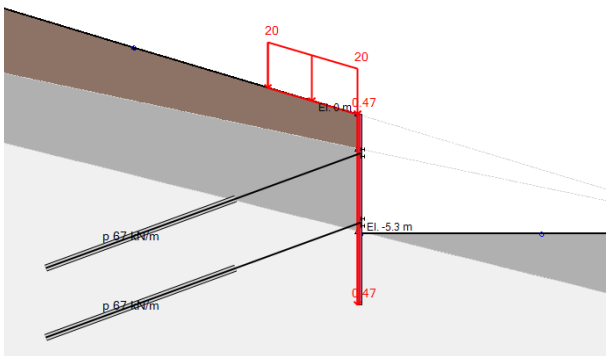
[3] Inserimento del primo ordine di tiranti attivi, tiro nei tiranti pari a 200 kN



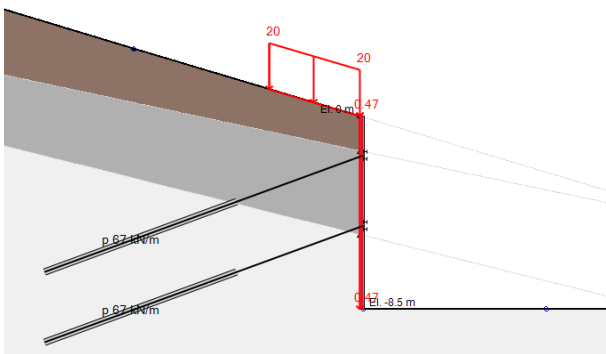
[4] Scavo fino alla profondità di 5.3m



[5] Inserimento del secondo ordine di tiranti attivi, tiro nei tiranti pari a 200 kN

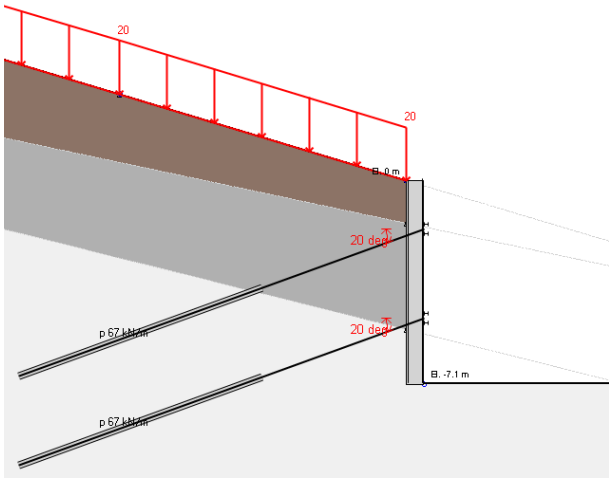


[6] Simulazione dello scavo della paratia di valle



[7] Introduzione del sisma

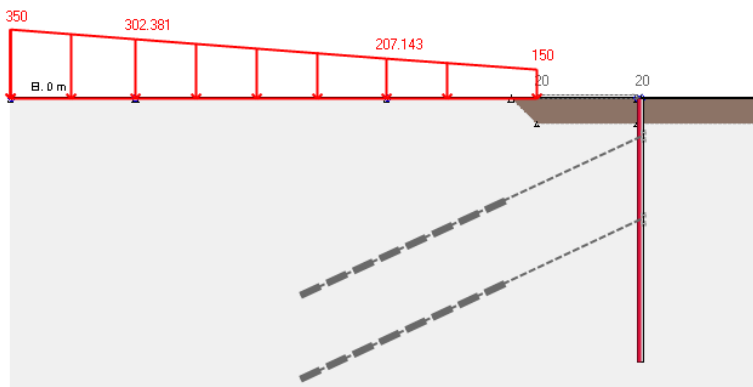
Per quanto riguarda la verifica del muro in c.a. si è realizzato un modello dove si considera di realizzare fin dalla fase geostatica il muro in c.a. così da tener in conto dell'effetto della storia di carico del terreno sull'equilibrio finale del muro di sostegno. Nella verifica si considerano i risultati ottenuti nell'ultima fase. L'immagine seguente mostra la fase definitiva con il muro in c.a. tirantato e lo scavo fino al piede di questo. In questa fase si considera la presenza del sisma.



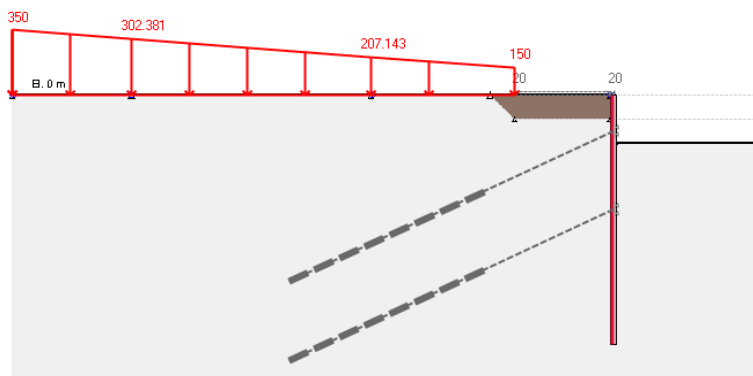
1.1.1.5 Berlinese Inferiore

Si riassumono di seguito le diverse fasi di realizzazione della paratia in micropali e si riporta un'immagine che mostra la fase definitiva con il muro in c.a. tirantato e lo scavo fino al piede di questo.

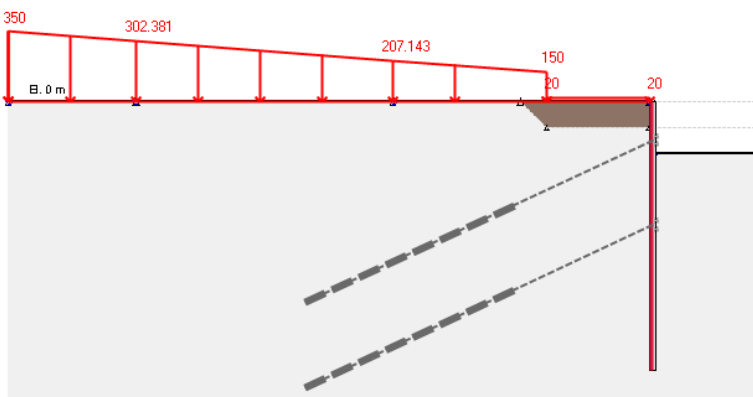
[0] Fase geostatica



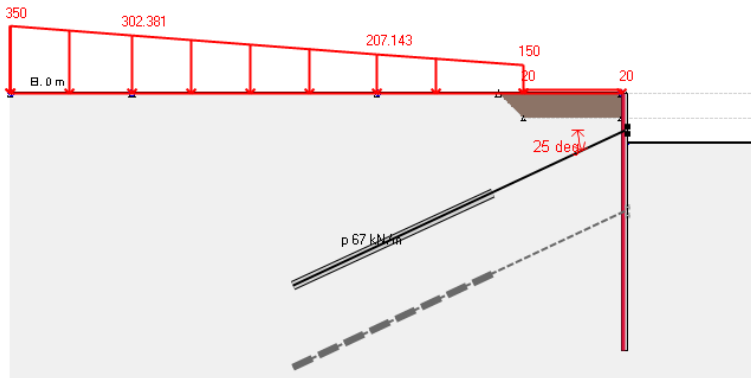
[1] Scavo fino alla profondità di 2.2m



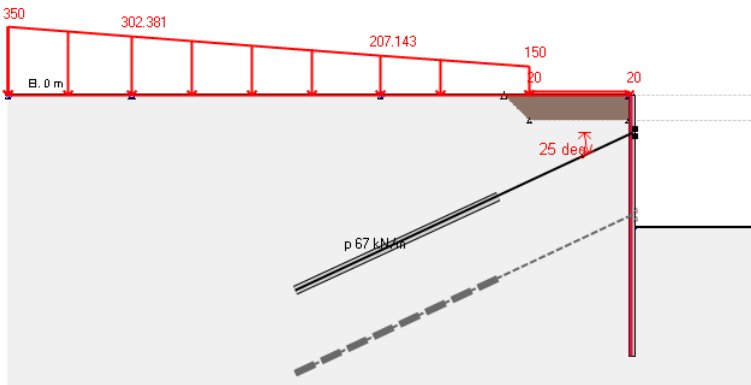
[2] Inserimento carico accidentale a tergo della paratia



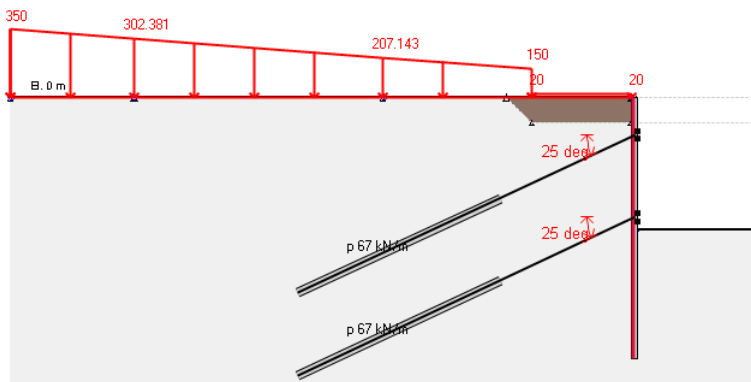
[3] Inserimento del primo ordine di tiranti attivi, tiro nei tiranti pari a 200 kN



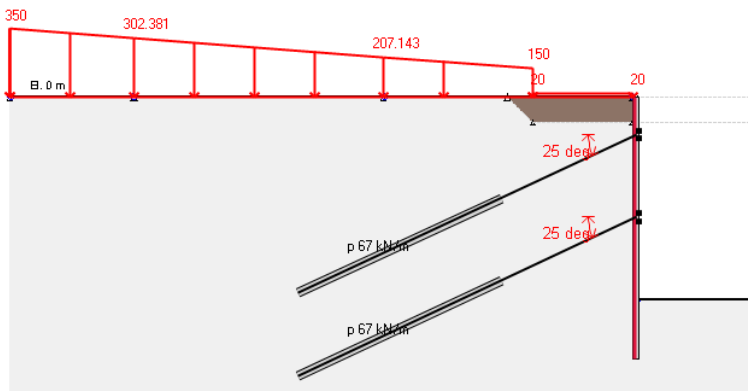
[4] Scavo fino alla profondità di 5.3m



[5] Inserimento del secondo ordine di tiranti attivi, tiro nei tiranti pari a 200 kN

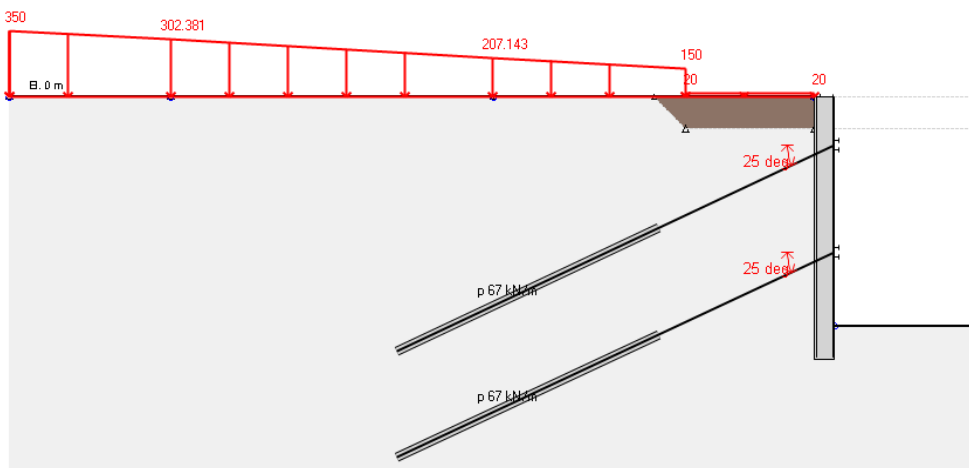


[6] Scavo fino a fondo scavo



[7] Introduzione del sisma

L'immagine seguente mostra invece il modello adottato per il calcolo e la verifica del muro definitivo.



7.2.2. SEZIONE CABINA

Per tenere in conto dell'interazione tra i tre ordini di muro si sono fatte le seguenti scelte:

Nello studio della fase definitiva del muro superiore, che si è ipotizzato venga realizzato per primo, si è considerata un'ultima fase in cui si simula lo scavo delle paratie inferiori riducendo/annullando la spinta passiva al piede del muro stesso. Di conseguenza si ipotizza che l'equilibrio della paratia sia garantito dai soli tiranti di ancoraggio;

Per quanto riguarda la paratia intermedia si è considerata la presenza della paratia superiore introducendo un sovraccarico permanente per simulare il terreno sovrastante fin dalla prima fase di realizzazione e per considerare il successivo scavo della paratia inferiore si è annullata/ridotta la spinta passiva al piede;

Per quanto riguarda la paratia inferiore si è considerata la presenza delle paratie superiori introducendo un sovraccarico permanente per simulare il terreno sovrastante fin dalla prima fase di realizzazione.

Nel seguito si descrivono brevemente i modelli realizzati.

1.1.1.6 Berlinese Superiore

Per quanto riguarda il muro superiore le fasi di realizzazione considerate nel calcolo sono le stesse di quelle analizzate per la berlinese superiore della Sezione corrente. Si rimanda quindi al paragrafo 1.1.1.4 per la descrizione dei modelli adottati.

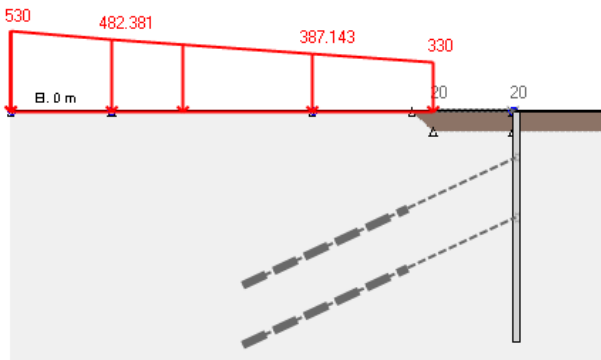
1.1.1.7 Berlinese Intermedia

Si riassumono di seguito le diverse fasi di realizzazione della paratia in micropali e si riporta un'immagine che mostra la fase definitiva con il muro in c.a. tirantato e lo scavo fino al piede di questo.

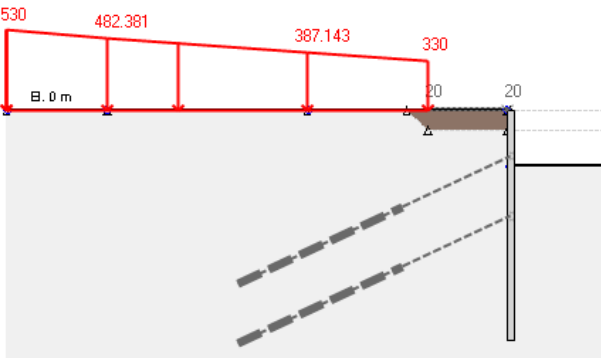
1.1.1.8 Berlinese Inferiore

Si riassumono di seguito le diverse fasi di realizzazione della paratia in micropali e si riporta un'immagine che mostra la fase definitiva con il muro in c.a. tirantato e lo scavo fino al piede di questo.

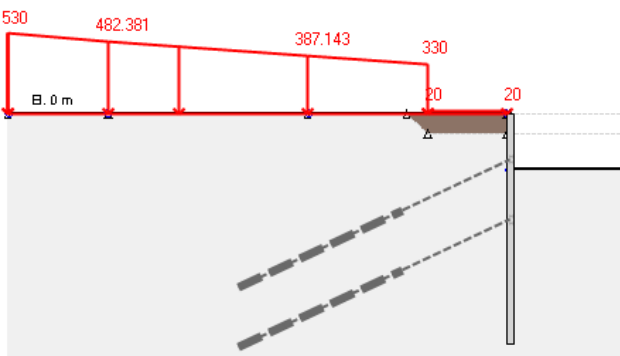
[0] Fase geostatica



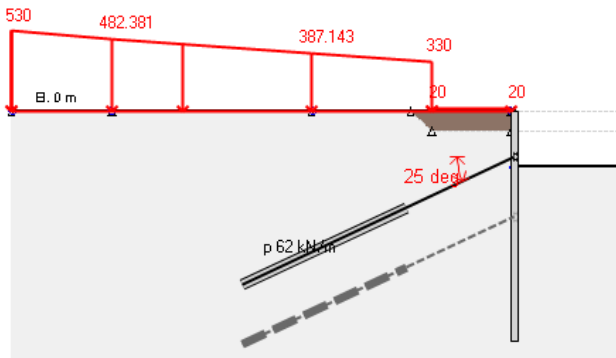
[1] Scavo fino alla profondità di 2.2m



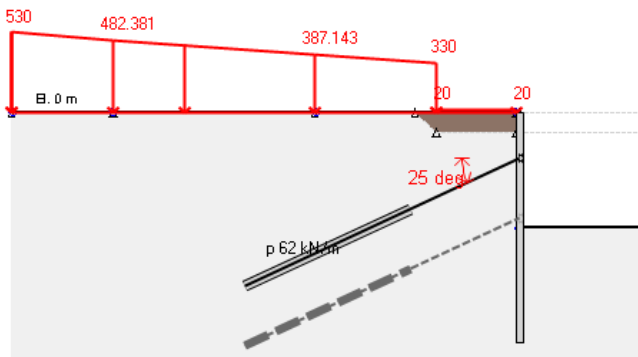
[2] Inserimento carico accidentale a tergo della paratia



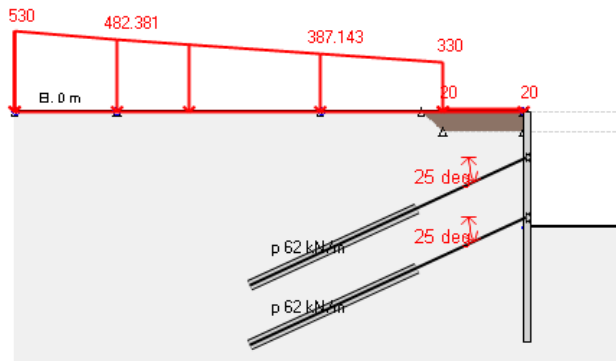
[3] Inserimento del primo ordine di tiranti attivi, tiro nei tiranti pari a 200 kN



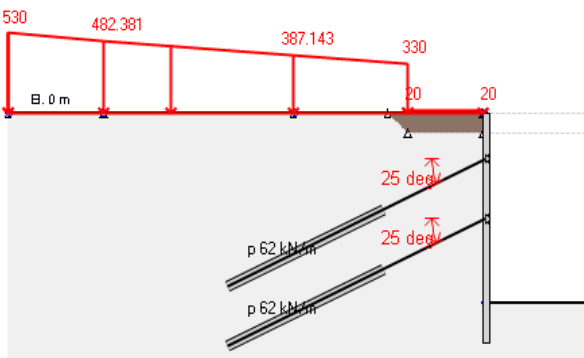
[4] Scavo fino alla profondità di 5.3m



[5] Inserimento del secondo ordine di tiranti attivi, tiro nei tiranti pari a 200 kN

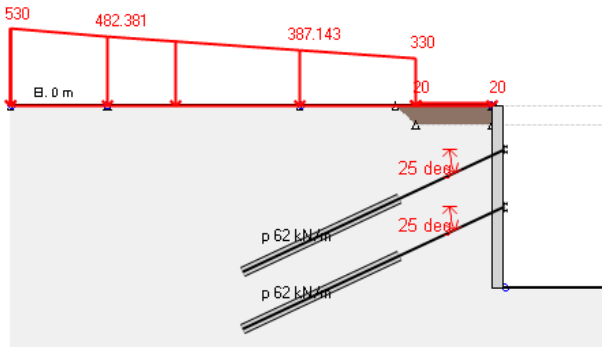


[6] Scavo fino a fondo scavo



[7] Introduzione del sisma

L'immagine seguente mostra invece il modello adottato per il calcolo e la verifica del muro definitivo.



8. VERIFICHE DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le verifiche agli stati limite ultimi svolte sulle opere oggetto della seguente relazione. In accordo al DM96 le verifiche necessarie da svolgere su paratie sono le seguenti:

- Verifiche strutturali della paratia;
- Verifiche strutturali e a sfilamento degli elementi di ancoraggio;

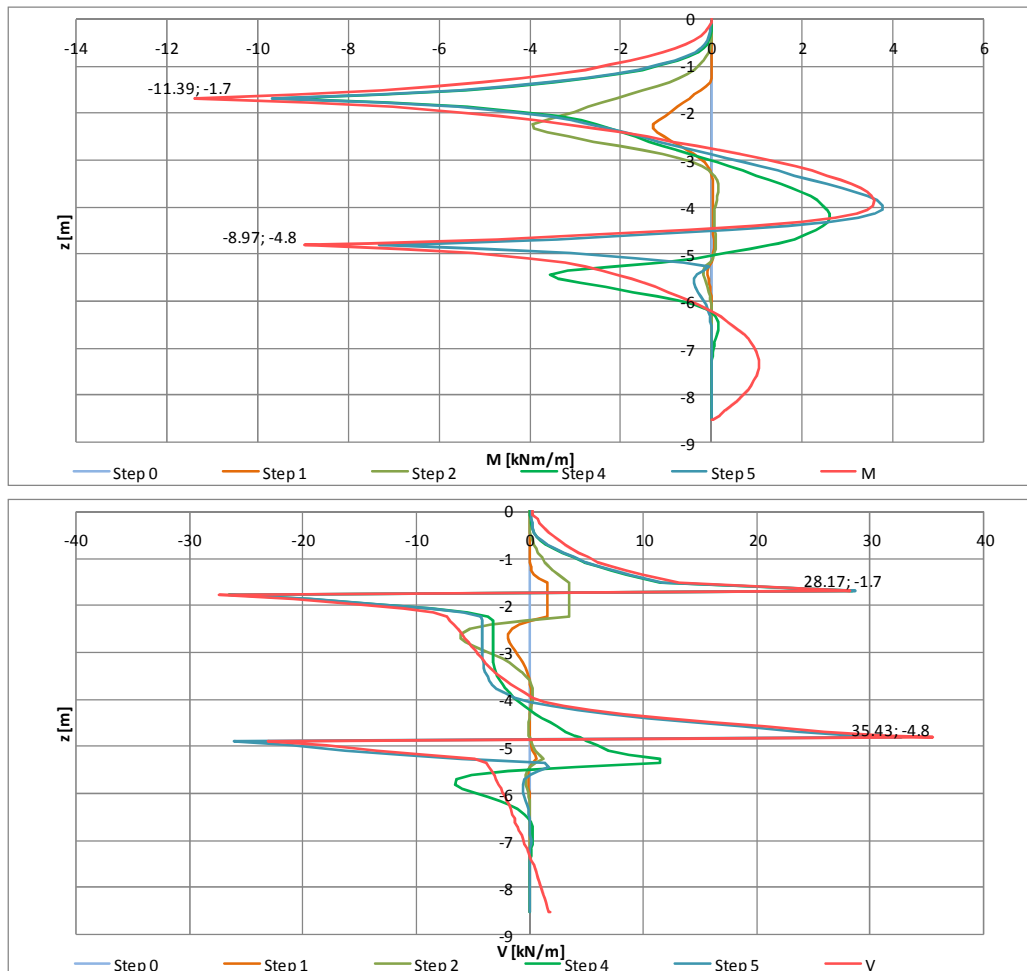
8.1. SEZIONE CORRENTE

8.1.1. BERLINESE SUPERIORE

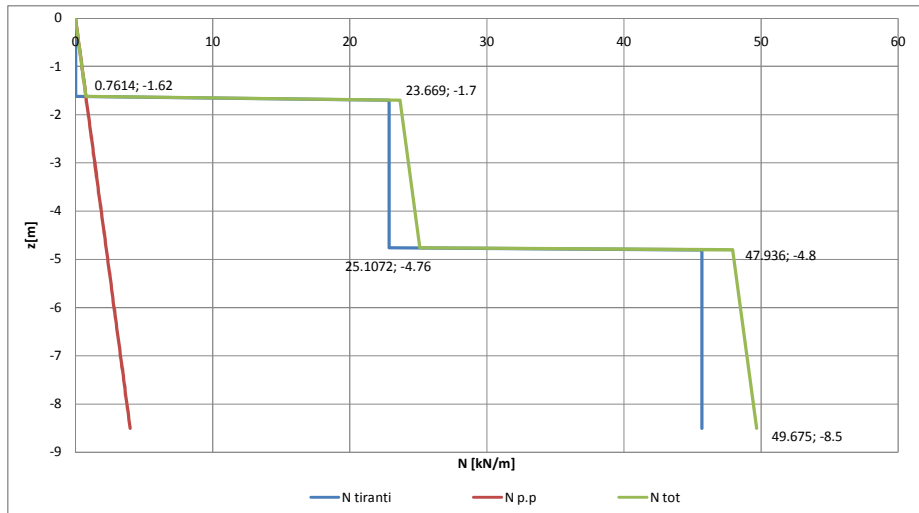
Si riportano i diagrammi di momento flettente e taglio interni alla paratia, gli spostamenti orizzontali della paratia e la variazione del tiro negli ancoraggi nelle diverse fasi di realizzazione.

Per quanto riguarda la struttura definitiva si riportano solo i risultati dell'ultima fase di realizzazione.

1.1.1.9 Struttura provvisoria: paratia di micropali tirantata



Si riportano quindi i diagrammi dell'azione assiale nell'ultima fase di carico, distinguendo i contributi dovuti al peso proprio della paratia e al tiro dei tiranti.



In tabella si riportano le azioni sollecitanti massime in termini di azione assiale, momento flettente e taglio, al metro lineare di paratia.

Quota z [m]	1.7	4.8
Azione assiale [kN/m]	24*	48*
Momento flettente [kNm/m]	11.39	8.97
Taglio [kN/m]	28.17	35.43

* L'azione assiale è stata calcolata tenendo in conto della componente verticale della reazione dei tiranti e del peso proprio della paratia.

Di conseguenza le azioni sul singolo micropalo risultano pari a:

Quota z [m]	1.7	4.8
Azione assiale [kN]	12	24
Momento flettente [kNm]	5.69	4.5
Taglio [kN]	14.1	17.7

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali sul singolo micropalo costituente la paratia provvisoria svolte sulle sezioni maggiormente sollecitate in accordo alla CNR 10011.

Nella tabella seguente si riassumono le caratteristiche geometriche dell'armatura tubolare del micropalo.

Diametro	Spessore	Profilo	Massa lineica	Area	Momento d'inerzia	Raggio d'inerzia	Modulo di resistenza elastico
			kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³
			M	A	I	R	W
127	8	127 X 8	23.5	29.9	532	4.22	83.7

M massimo e N e V associati

VERIFICA STATI PLURIASIALI

$$\sigma_{adm} = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{N,Ed} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Ed} = 680 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{Ed} = 94.2 \text{ kg/cm}^2$$

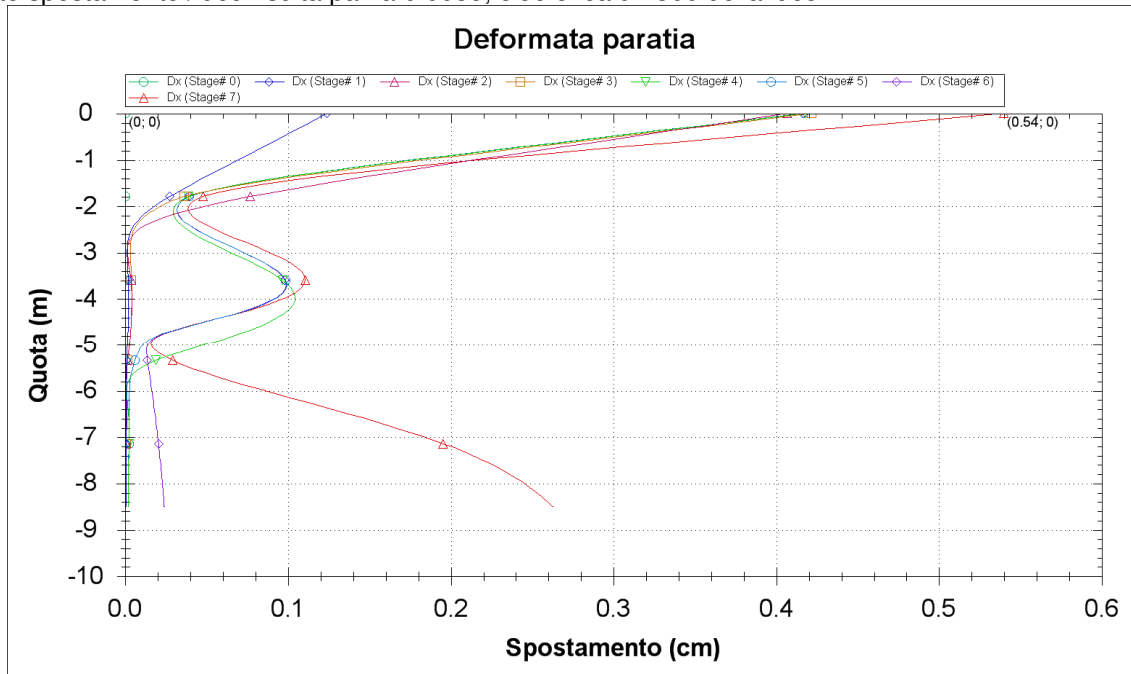
$$\sigma_{id} = 739 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

V massimo e M e N associati

VERIFICA STATI PLURIASSIALI

σ_{adm}	1900 kg/cm ²	
$\sigma_{N,Ed}$	80 kg/cm ²	
$\sigma_{M,Ed}$	536 kg/cm ²	
τ_{Ed}	118.5 kg/cm ²	
σ_{id}	649 kg/cm ²	VERIFICATO

L'immagine seguente mostra gli spostamenti della paratia nelle diverse fasi di realizzazione. Si può osservare come nelle diverse fasi di realizzazione gli spostamenti risultino contenuti. In particolare considerando una luce libera di 1.7 m, corrispondente al tratto di paratia compreso tra la testa dei micropali e i primo ancoraggio, il rapporto spostamento /luce risulta pari a 0.0035, cioè circa un 300 della luce.



Si riportano quindi le verifiche strutturali e geotecniche sui tiranti.

La reazione massima raggiunta nei tiranti, come si può osservare dal diagramma di seguito riportato, risulta pari a 200.7 kN.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche dei tiranti definitivi:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L_{libera}	6 m	Lunghezza libera
L_{fissa}	9 m	Lunghezza ancorata
D	14 cm	Diametro di perforazione
i	3 m	Interasse tra i tiranti
β	20°	Inclinazione dei tiranti
φ	1.334 cm	Diametro trefoli
n	3	Numero trefoli
A_T	4.193 cm ²	Area totale tirante

Si riportano quindi le verifiche a sfilamento e a resistenza svolte.

La verifica a sfilamento consiste nel verificare che la lunghezza di ancoraggio adottata risulti maggiore della minima necessaria calcolata come segue:

$$L_{f,\min} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot D_s \cdot s}$$

dove

N_{Ed} è il tiro massimo nel tirante agli stati limite ultimi;

D_s è il diametro di calcolo calcolato come il diametro di perforazione D moltiplicato per un coefficiente α che tiene in conto della diffusione della malta cementizia all'interno del terreno e che dipende quindi dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno; in particolare si è adottato α pari a 1.2

s è la resistenza tangenziale all'interfaccia tra terreno e bulbo iniettato che si calcola mediante gli abachi di Bustamante Doix e dipende dal risultato di prove penetrometriche svolte in sito. Si considera un valore di s pari a 200 kPa

Per quanto riguarda la verifica di resistenza deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_T} \leq \frac{f_{p(D)k}}{\gamma_s} = f_{pd}$$

Si riportano quindi le verifiche svolte.

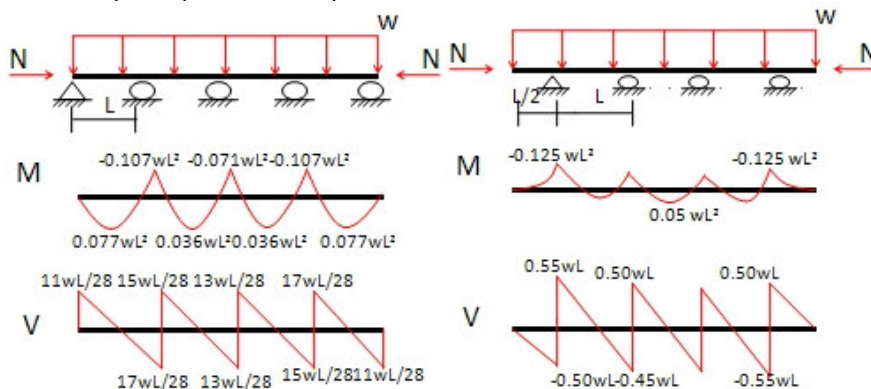
VERIFICA A SFILAMENTO

c	2	coefficiente di sicurezza tirante
D_s	16.8 cm	Diametro di calcolo
T_u	401.4 kN	
$L_{f,\min}$	3.80 m	Lunghezza minima di ancoraggio
L_{fissa}	<	$L_{f,\min}$ La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA DI RESISTENZA

N_{ed}	200.7 kN	
σ_{adm}	1116 N/mm ²	Tensione ammissibile
A_T	4.193 cm ²	Diametro di calcolo
σ	479 N/mm ²	Tensione normale agente nella sezione
σ	<	σ_{adm} La verifica risulta soddisfatta

In conclusione si riporta la verifica delle travi di ripartizione degli ancoranti. Si adottano i seguenti schemi di calcolo considerando travi di ripartizione di lunghezza massima pari a 12m "appoggiate" su 5/4 tiranti e soggette a un carico ripartito dato dalla reazione dei micropali alla pretensione offerta dai tiranti. Il momento massimo di calcolo risulta quindi pari a $0.125qL^2$



Nel calcolo della tensione ideale il taglio risulta trascurabile

VERIFICA DELLE TRAVI DI CONTRASTO

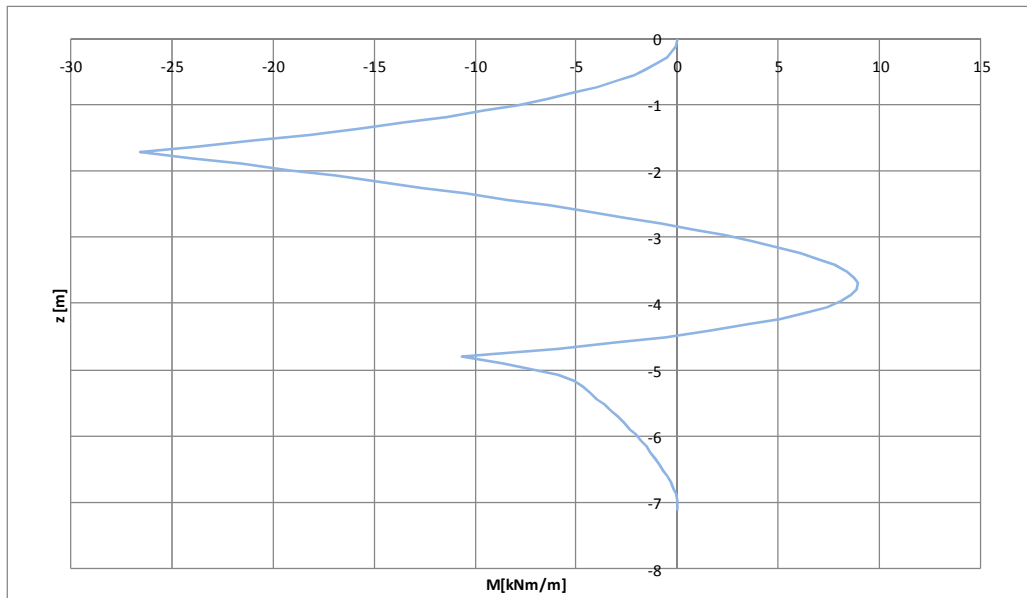
N	201 kN	azione di tiro nel tirante
β	20 °	Inclinazione dei tiranti
i_T	3 m	interasse dei tiranti
q_y	23 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione y
q_z	63 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione z
M_z	26 kNm	Momento di calcolo attorno asse z-z
M_y	71 kNm	Momento di calcolo attorno asse y-y

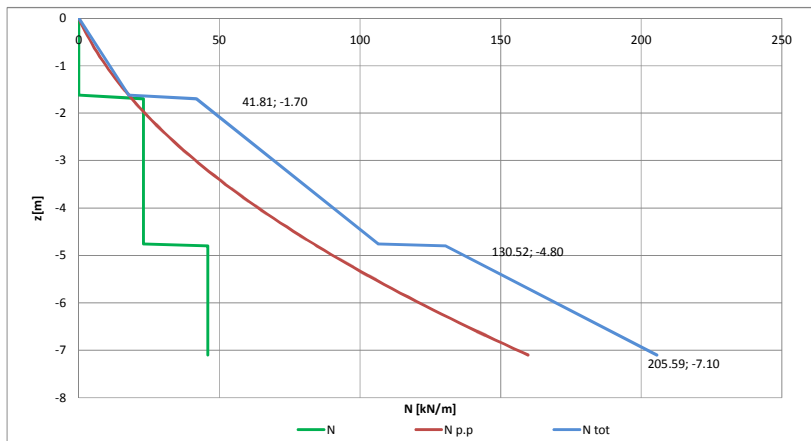
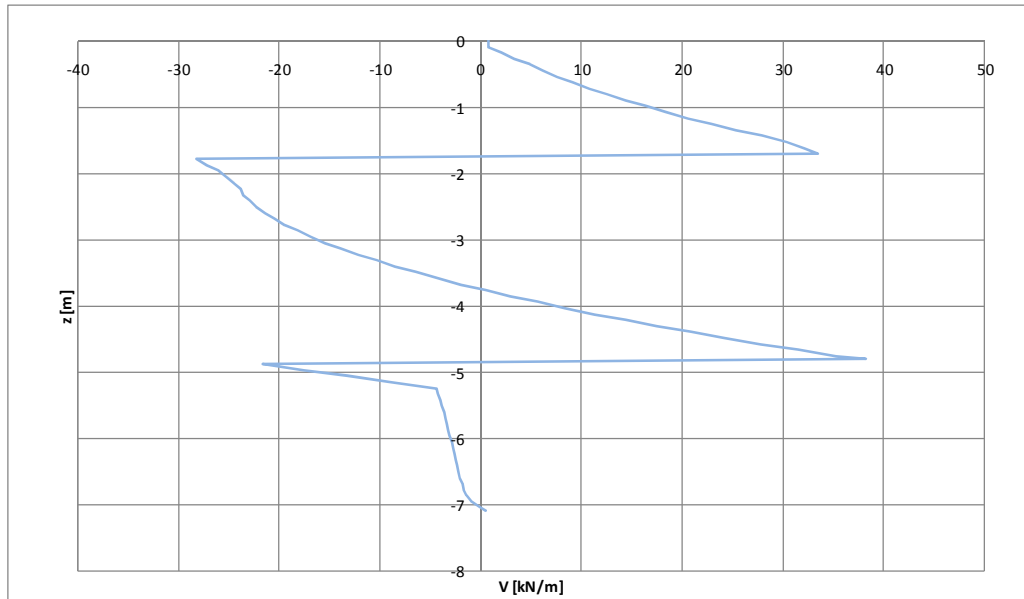
σ_{adm}	2400 kg/cm ²	tensione ammissibile del materiale
profilo		n° 2 profili HEB 160
W_z	111 cm ³	modulo di resistenza elastico z-z del singolo profilo
W_y	311 cm ³	modulo di resistenza elastico y-y del singolo profilo
σ_{id}	1624 kg/cm ²	tensione normale agente nella sezione

$\sigma < \sigma_{adm}$ **La verifica risulta soddisfatta**

1.1.1.10 Struttura definitiva: muro di sostegno in c.a. tirantato

Si riportano nel seguito i diagrammi di momento flettente, taglio e azione assiale al metro lineare di muro di sostegno.





In tabella si riportano le azioni sollecitanti massime in termini di azione assiale, momento flettente e taglio, al metro lineare di muro

Quota z [m]	1.7	4.8
h sezione [cm]	45	70
N [kN/m]	42	130
M [kNm/m]	26.55	10.64
V [kN/m]	33.5	38.21

Si riportano quindi le verifiche a presso flessione per le sezioni più sollecitate.

Si riassumono in tabella le tensioni ammissibili del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura.

Tensione normale di compressione ammissibile cls	$\bar{\sigma}_c = 6 \frac{R_{ck} - 15}{4}$	22.5 N/mm ²
Tensione tangenziali ammissibile cls	$\bar{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75}$	0.6 N/mm ²

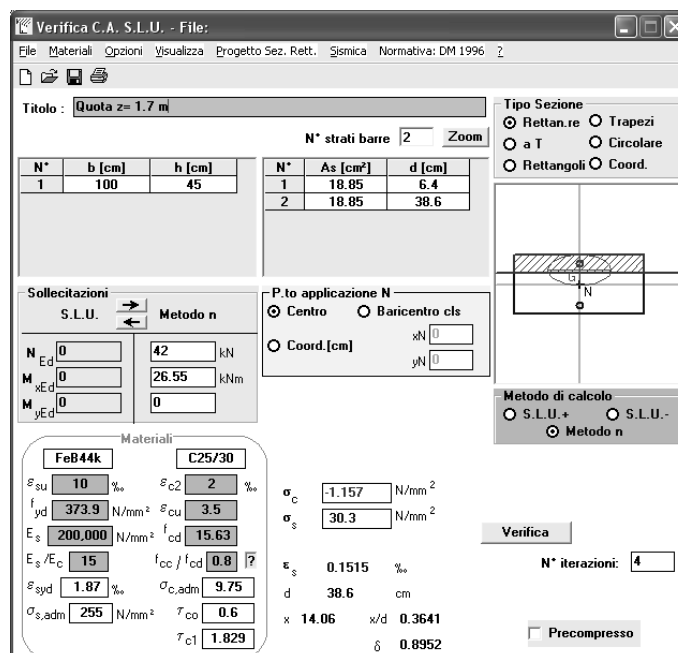
	$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck}-1E}{35}$	1.83 N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\bar{\sigma}_s$	255 N/mm ²

La tensione massima di taglio risulta essere pari a

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{33.5}{1 \cdot 0.45} = 0.074 \frac{N}{mm^2} < 0.6 \frac{N}{mm^2} = \bar{\tau}_{c0}$$

Di conseguenza si dispone un'armatura a taglio minima costituita da spilli di diametro $\phi 10/30 \times 30$

Si riportano quindi le verifiche a pressoflessione per le sezioni maggiormente sollecitate a momento e azione assiale.



Verifica C.A. S.L.U. - File:
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996

Titolo: Quota z = 1.7 m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	45	1	18.85	6.4
			2	18.85	38.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 42 kN
 M_{xEd} 0 26.55 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

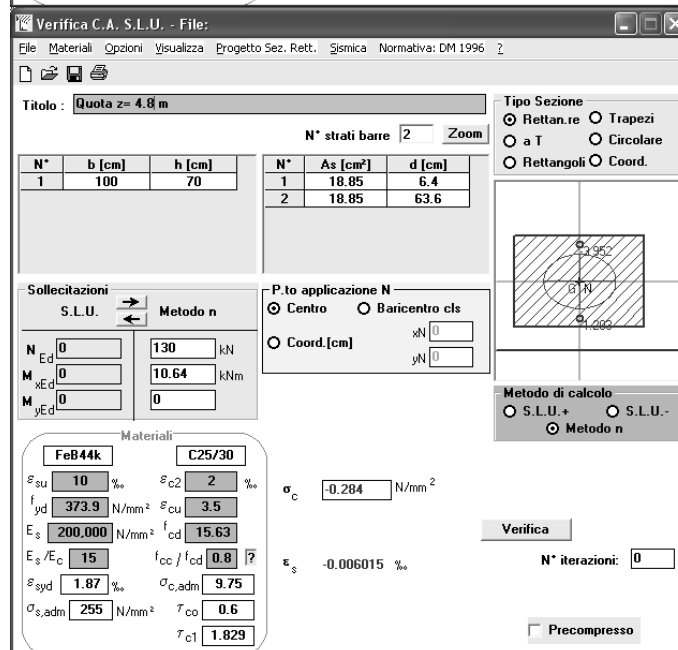
Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali: FeB44k C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.63
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -1.157 N/mm²
 σ_s 30.3 N/mm²
 ϵ_s 0.1515 ‰
 d 38.6 cm
 x 14.06 x/d 0.3641
 δ 0.8952



Verifica C.A. S.L.U. - File:
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996

Titolo: Quota z = 4.0 m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	18.85	6.4
			2	18.85	63.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 130 kN
 M_{xEd} 0 10.64 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Materiali: FeB44k C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.63
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -0.284 N/mm²
 ϵ_s -0.006015 ‰

Come si può osservare dalle immagini sopra riportate, adottando armature lato monte e lato valle pari a barre $\phi 20$ disposte a passo 15cm, le verifiche risultano soddisfatte. Per quanto riguarda l'armatura trasversale orizzontale si dispongono sia lato monte sia lato valle $\phi 14/15$.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00 Foglio 33 di 50

Si riportano in conclusione le verifiche sui tiranti. Come precedentemente detto, in fase definitiva si sceglie un coefficiente di sicurezza allo sfilamento dei tiranti pari a 2.5. La reazione massima raggiunta nei tiranti, come si può osservare dal diagramma di seguito riportato, risulta pari a 205 kN.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche dei tiranti definitivi:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L_{libera}	6 m	Lunghezza libera
L_{fissa}	9 m	Lunghezza ancorata
D	14 cm	Diametro di perforazione
i	3 m	Interasse tra i tiranti
β	20 °	Inclinazione dei tiranti
φ	1.334 cm	Diametro trefoli
n	3	Numero trefoli
A_T	4.193 cm ²	Area totale tirante

Si riportano quindi le verifiche a sfilamento e a resistenza svolte.

La verifica a sfilamento consiste nel verificare che la lunghezza di ancoraggio adottata risulti maggiore della minima necessaria calcolata come segue:

$$L_{f,min} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot D_s \cdot s}$$

dove

N_{Ed} è il tiro massimo nel tirante agli stati limite ultimi;

D_s è il diametro di calcolo calcolato come il diametro di perforazione D moltiplicato per un coefficiente α che tiene in conto della diffusione della malta cementizia all'interno del terreno e che dipende quindi dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno; in particolare si è adottato α pari a 1.2

s è la resistenza tangenziale all'interfaccia tra terreno e bulbo iniettato che si calcola mediante gli abachi di Bustamante Doix e dipende dal risultato di prove penetrometriche svolte in sito. Si considera un valore di s pari a 200 kPa

Per quanto riguarda la verifica di resistenza deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_T} \leq \frac{f_{pDk}}{\gamma_s} = f_{pd}$$

Si riportano quindi le verifiche svolte.

VERIFICA A SFILAMENTO

c	2.5	coefficiente di sicurezza tirante
D_s	16.8 cm	Diametro di calcolo
T_u	512.5 kN	

$L_{f,min}$ 4.86 m Lunghezza minima di ancoraggio

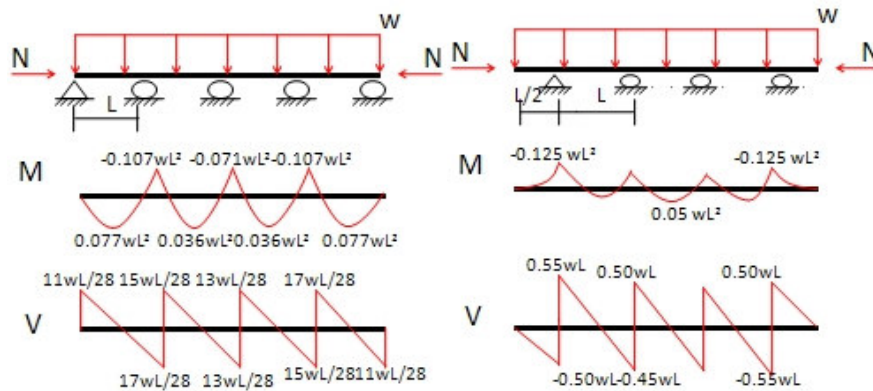
$L_{fissa} < L_{f,min}$ **La verifica risulta soddisfatta**

VERIFICA DI RESISTENZA

N_{Ed}	205 kN	
σ_{adm}	1116 N/mm ²	Tensione ammissibile
A_T	4.193 cm ²	Diametro di calcolo
σ	489 N/mm ²	Tensione normale agente nella sezione

$\sigma < \sigma_{adm}$ **La verifica risulta soddisfatta**

In conclusione si riporta la verifica delle travi di ripartizione degli ancoranti. Si adottano i seguenti schemi di calcolo considerando travi di ripartizione di lunghezza massima pari a 12m "appoggiate" su 5/4 tiranti e soggette a un carico ripartito dato dalla reazione dei micropali alla pretensione offerta dai tiranti. Il momento massimo di calcolo risulta quindi pari a $0.125ql^2$



Nel calcolo della tensione ideale il taglio risulta trascurabile

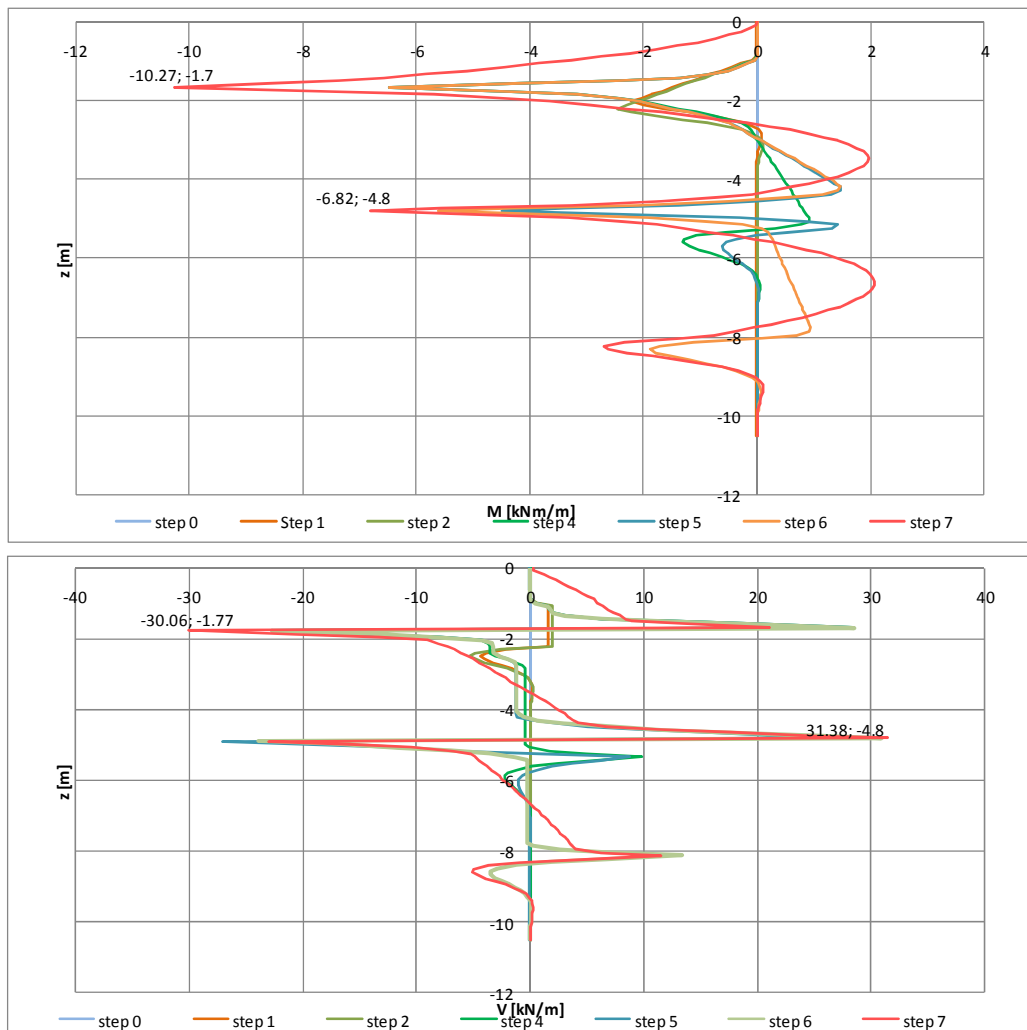
VERIFICA DELLE TRAVI DI CONTRASTO

N	205 kN	azione di tiro nel tirante
β	20 °	Inclinazione dei tiranti
i_T	3 m	interasse dei tiranti
q_y	23 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione y
q_z	64 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione z
M_z	26 kNm	Momento di calcolo attorno asse z-z
M_y	72 kNm	Momento di calcolo attorno asse y-y
σ_{adm}	2400 kg/cm ²	tensione ammissibile del materiale
profilo	n° 2 profili HEB 160	
W_z	111 cm ³	modulo di resistenza elastico z-z del singolo profilo
W_y	311 cm ³	modulo di resistenza elastico y-y del singolo profilo
σ_{id}	1659 kg/cm ²	tensione normale agente nella sezione
σ	<	σ_{adm} La verifica risulta soddisfatta

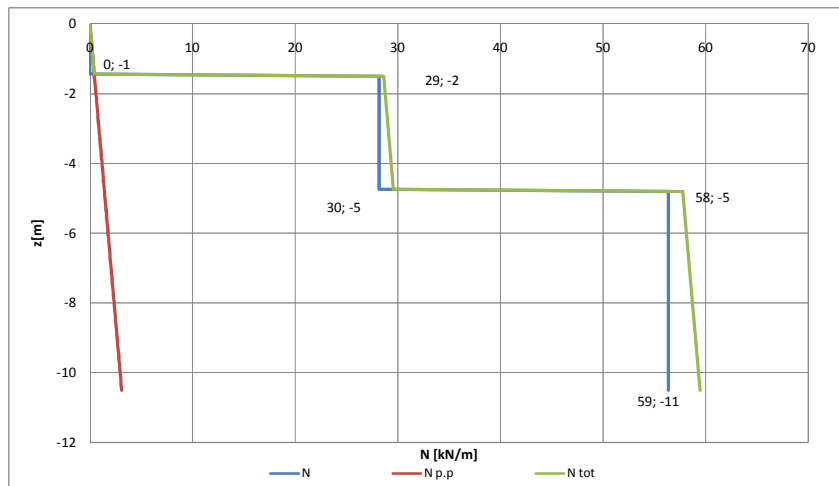
8.1.2. BERLINESE INFERIORE

Si riportano i diagrammi di momento flettente e taglio interni alla paratia, gli spostamenti orizzontali della paratia e la variazione del tiro negli ancoraggi nelle diverse fasi di realizzazione.
Per quanto riguarda la struttura definitiva si riportano solo i risultati dell'ultima fase di realizzazione.

1.1.1.11 Struttura provvisoria: paratia di micropali tirantata



Si riportano quindi i diagrammi dell'azione assiale nell'ultima fase di carico, distinguendo i contributi dovuti al peso proprio della paratia e al tiro dei tiranti.



In tabella si riportano le azioni sollecitante massime in termini di azione assiale, momento flettente e taglio, al metro lineare di paratia.

Quota z [m]	1.7	4.8
Azione assiale [kN/m]	28.63*	57.77*
Momento flettente [kNm/m]	10.27	6.82
Taglio [kN/m]	30.06	31.38

* L'azione assiale è stata calcolata tenendo in conto della componente verticale della reazione dei tiranti e del peso proprio della paratia.

Di conseguenza, essendo i micropali disposti con un interasse di 0.8 m, le azioni sul singolo micropalo risultano pari a:

Quota z [m]	1.7	4.8
Azione assiale [kN]	22.904	46.216
Momento flettente [kNm]	8.216	5.456
Taglio [kN]	24.048	25.104

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali sul singolo micropalo costituente la paratia provvisoria svolte sulle sezioni maggiormente sollecitate in accordo alla CNR 10011.

Nella tabella seguente si riassumono le caratteristiche geometriche dell'armatura tubolare del micropalo.

Diametro	Spessore	Profilo	Massa lineica	Area	Momento d'inerzia	Raggio d'inerzia	Modulo di resistenza elastico
			kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³
			M	A	I	R	W
127	8	127 X 8	23.5	29.9	532	4.22	83.7

M massimo e N e V associati

VERIFICA STATI PLURIASSIALI

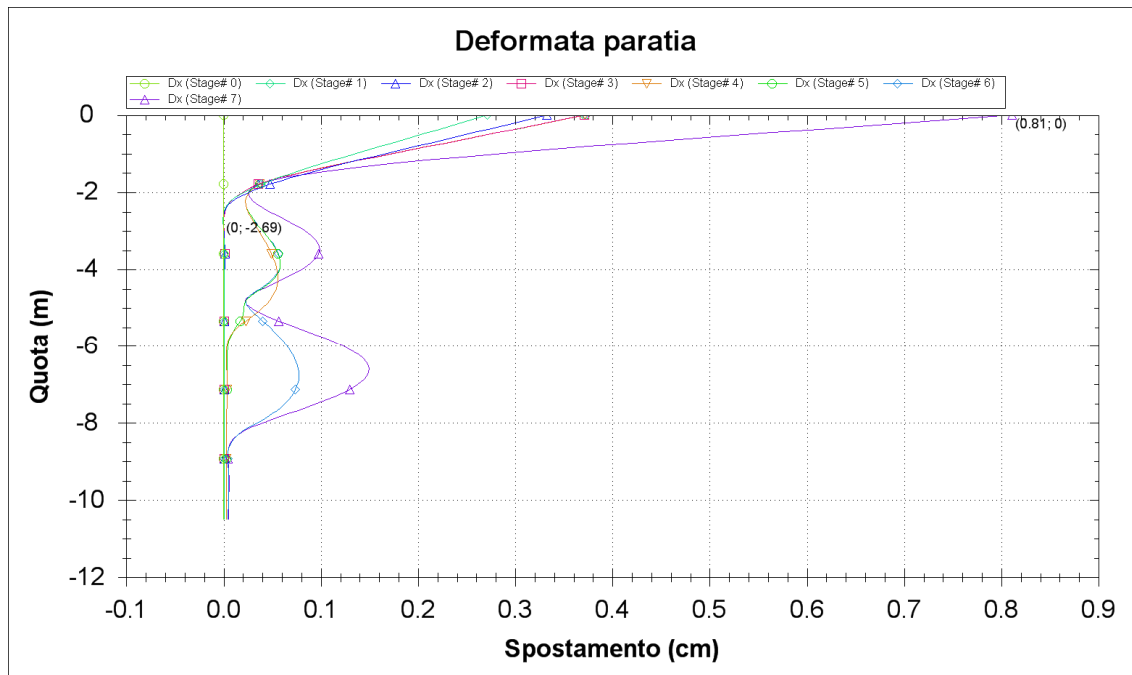
σ_{adm}	1900 kg/cm ²	
$\sigma_{N,Ed}$	77 kg/cm ²	
$\sigma_{M,Ed}$	982 kg/cm ²	
τ_{Ed}	160.9 kg/cm ²	
σ_{id}	1094 kg/cm ²	VERIFICATO

V massimo e M e N associati

VERIFICA STATI PLURIASSIALI

σ_{adm}	1900 kg/cm ²	
$\sigma_{N,Ed}$	155 kg/cm ²	
$\sigma_{M,Ed}$	652 kg/cm ²	
τ_{Ed}	167.9 kg/cm ²	
σ_{id}	857 kg/cm ²	VERIFICATO

L'immagine seguente mostra gli spostamenti della paratia nelle diverse fasi di realizzazione. Si può osservare come nelle diverse fasi di realizzazione gli spostamenti risultino contenuti. In particolare considerando una luce libera di 1.7 m, corrispondente al tratto di paratia compreso tra la testa dei micropali e i primo ancoraggio, il rapporto spostamento /luce risulta pari a 0.0047, cioè circa un 200 della luce, che in condizioni sismiche risulta accettabile.



Si riportano quindi le verifiche strutturali e geotecniche sui tiranti.

La reazione massima raggiunta nei tiranti, come si può osservare dal diagramma di seguito riportato, risulta pari a 200.7 kN.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche dei tiranti definitivi:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L_{libera}	6 m	Lunghezza libera
L_{fissa}	9 m	Lunghezza ancorata
D	14 cm	Diametro di perforazione
i	3.2 m	Interasse tra i tiranti
β	25 °	Inclinazione dei tiranti
φ	1.334 cm	Diametro trefoli
n	3	Numero trefoli
A_T	4.193 cm ²	Area totale tirante

Si riportano quindi le verifiche a sfilamento e a resistenza svolte.

La verifica a sfilamento consiste nel verificare che la lunghezza di ancoraggio adottata risulti maggiore della minima necessaria calcolata come segue:

$$L_{f,min} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot D_s \cdot s}$$

dove

N_{Ed} è il tiro massimo nel tirante agli stati limite ultimi;

D_s è il diametro di calcolo calcolato come il diametro di perforazione D moltiplicato per un coefficiente α che tiene in conto della diffusione della malta cementizia all'interno del terreno e che dipende quindi dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno; in particolare si è adottato α pari a 1.2

s è la resistenza tangenziale all'interfaccia tra terreno e bulbo iniettato che si calcola mediante gli abachi di Bustamante Doix e dipende dal risultato di prove penetrometriche svolte in sito. Si considera un valore di s pari a 200 kPa

Per quanto riguarda la verifica di resistenza deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_T} \leq \frac{f_p(D)k}{\gamma_s} = f_{pd}$$

Si riportano quindi le verifiche svolte.

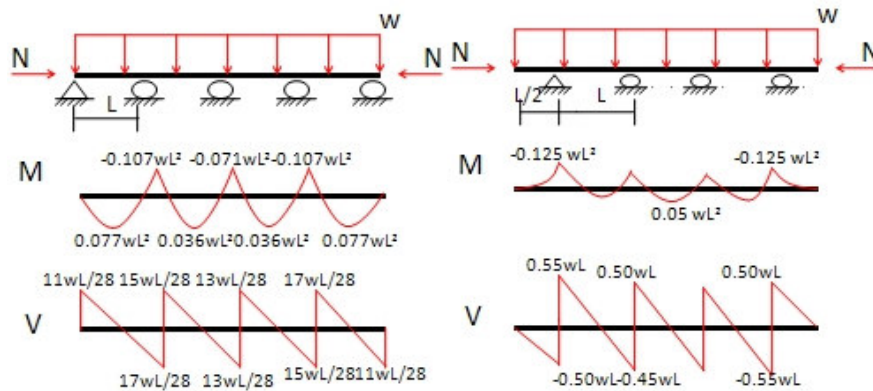
VERIFICA A SFILAMENTO

c	2	coefficiente di sicurezza tirante
D_s	16.8 cm	Diametro di calcolo
T_u	400.16 kN	
$L_{f,min}$	3.79 m	Lunghezza minima di ancoraggio
L_{fissa}	<	$L_{f,min}$ La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA DI RESISTENZA

N_{ed}	200.08 kN	
σ_{adm}	1116 N/mm ²	Tensione ammissibile
A_T	4.193 cm ²	Diametro di calcolo
σ	477 N/mm ²	Tensione normale agente nella sezione
σ	<	σ_{adm} La verifica risulta soddisfatta

In conclusione si riporta la verifica delle travi di ripartizione degli ancoranti. Si adottano i seguenti schemi di calcolo considerando travi di ripartizione di lunghezza massima pari a 12m "appoggiate" su 5/4 tiranti e soggette a un carico ripartito dato dalla reazione dei micropali alla pretensione offerta dai tiranti. Il momento massimo di calcolo risulta quindi pari a $0.125qL^2$



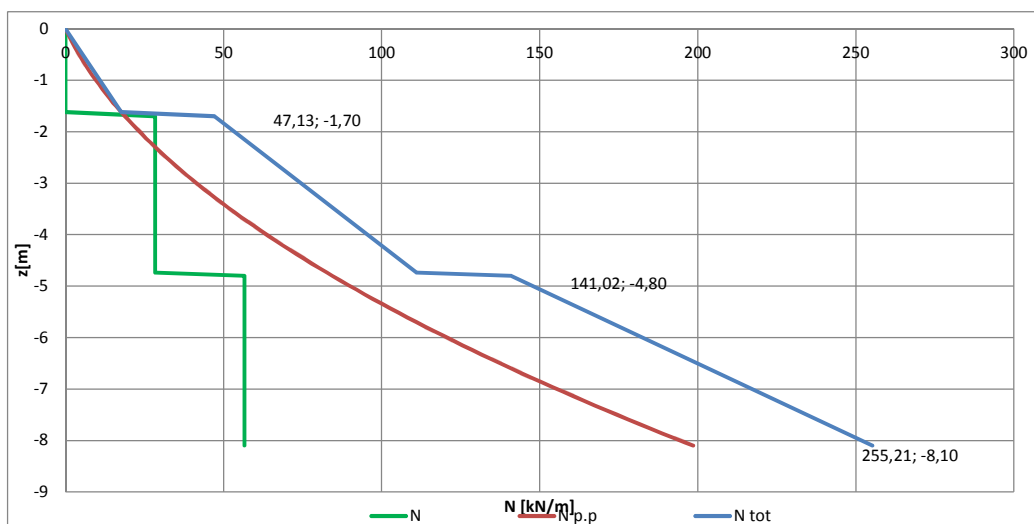
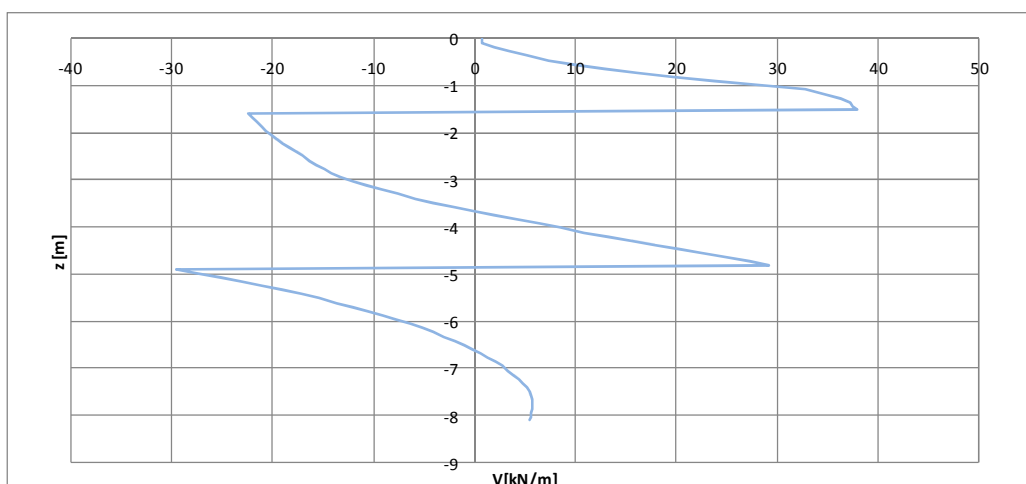
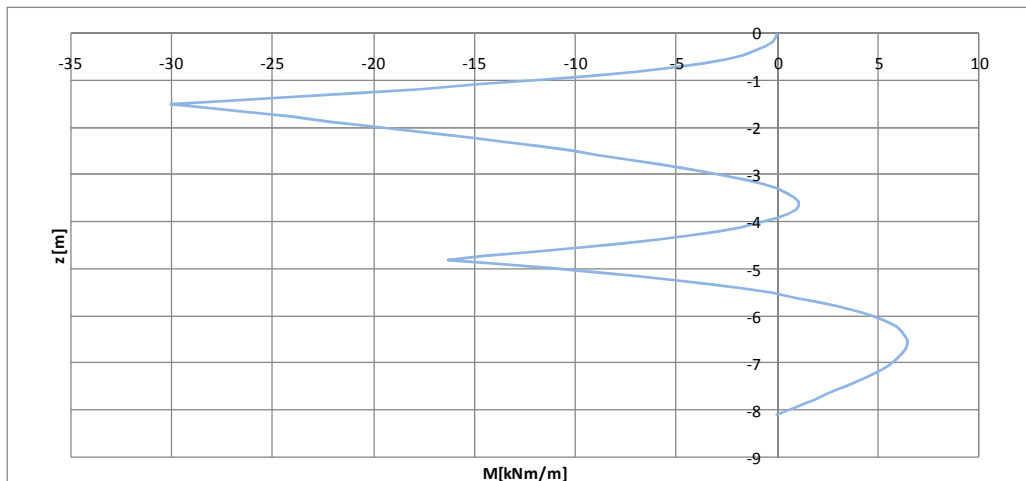
Nel calcolo della tensione ideale il taglio risulta trascurabile

VERIFICA DELLE TRAVI DI CONTRASTO

N	200 kN	azione di tiro nel tirante
β	25 °	Inclinazione dei tiranti
i_T	3.2 m	interasse dei tiranti
q_y	26 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione y
q_z	57 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione z
M_z	34 kNm	Momento di calcolo attorno asse z-z
M_y	73 kNm	Momento di calcolo attorno asse y-y
σ_{adm}	2400 kg/cm ²	tensione ammissibile del materiale
profilo		n° 2 profili HEB 160
W_z	111 cm ³	modulo di resistenza elastico z-z del singolo profilo
W_y	311 cm ³	modulo di resistenza elastico y-y del singolo profilo
σ_{id}	1919 kg/cm ²	tensione normale agente nella sezione
σ	<	σ_{adm} La verifica risulta soddisfatta

1.1.1.12 Struttura definitiva: muro di sostegno in c.a. tirantato

Si riportano nel seguito i diagrammi di momento flettente, taglio e azione assiale al metro lineare di muro di sostegno.



In tabella si riportano le azioni sollecitante massime in termini di azione assiale, momento flettente e taglio, al metro lineare di muro

Quota z [m]	1.7	4.8
h sezione [cm]	43	70
N [kN/m]	47.1	141
M [kNm/m]	30.02	16.33
V [kN/m]	37.92	29.18

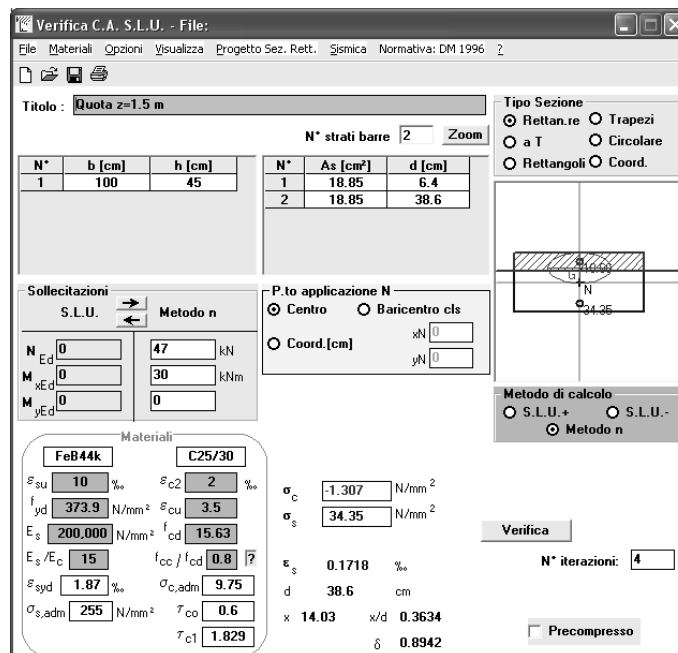
Si riportano quindi le verifiche a presso flessione per le sezioni più sollecitate.
 Si riassumono in tabella le tensioni ammissibili del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura.

Tensione normale di compressione ammissibile cls	$\bar{\sigma}_c = 6 \frac{R_{ck}-1E}{4}$	22.5 N/mm ²
Tensione tangenziali ammissibile cls	$\bar{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck}-1E}{7E}$	0.6 N/mm ²
	$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck}-1E}{35}$	1.83 N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\bar{\sigma}_s$	255 N/mm ²

La tensione massima di taglio risulta essere pari a

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{37.92}{1 \cdot 0.45} = 0.084 \frac{N}{mm^2} < 0.6 \frac{N}{mm^2} = \bar{\tau}_{c0}$$

Di conseguenza si dispone un'armatura a taglio minima costituita da spilli di diametro $\phi 10/30 \times 30$
 Si riportano quindi le verifiche a pressoflessione per le sezioni maggiormente sollecitate a momento e azione assiale.



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Quota z=1.5 m
- N° strati barre:** 2
- Table of reinforcement layers:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	45	1	18.85	6.4
			2	18.85	38.6
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed}: 47 kN, M_{xEd}: 30 kNm, M_{yEd}: 0.
- Materiali:** FeB44k, C25/30. Properties: ϵ_{su} : 10‰, ϵ_{c2} : 2‰, f_{yd} : 373.9 N/mm², ϵ_{cu} : 3.5‰, E_s : 200,000 N/mm², f_{cd} : 15.63, E_s/E_c : 15, f_{cc}/f_{cd} : 0.8, ϵ_{syd} : 1.87‰, $\sigma_{c,adm}$: 9.75, $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm², τ_{co} : 0.6, τ_{c1} : 1.829.
- Calcolo:** σ_c : -1.307 N/mm², σ_s : 34.35 N/mm², ϵ_s : 0.1718‰, d: 38.6 cm, x: 14.03, x/d: 0.3634, δ : 0.8942.
- Verifica:** N° iterazioni: 4. Precompresso:

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo : Quota z=4.8m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	18.85	6.4
			2	18.85	63.6

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 141 kN
 M_{xEd} 0 16.33 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 FeB44k C25/30
 ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -0.3585 N/mm²
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.63
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Come si può osservare dalle immagini sopra riportate, adottando armature lato monte e lato valle pari a barre $\phi 20$ disposte a passo 15cm, le verifiche risultano soddisfatte. Per quanto riguarda l'armatura trasversale orizzontale si dispongono sia lato monte sia lato valle $\phi 14/15$. La reazione massima nei tiranti risulta pari a 201 kN di conseguenza le verifiche a sfilamento e resistenza dei tiranti e la verifica a resistenza delle travi di ripartizione risultano soddisfatte.

8.2. SEZIONE CABINA

8.2.1. BERLINESE SUPERIORE

Per quanto riguarda le verifiche svolte sulla berlinese superiore della sezione tipo in corrispondenza della cabina si rimanda al paragrafo 8.1.1 dove sono riportate le verifiche svolte sulla berlinese superiore della sezione tipo corrente. Infatti i due muri risultano analoghi per geometria, stratigrafia e carichi applicati.

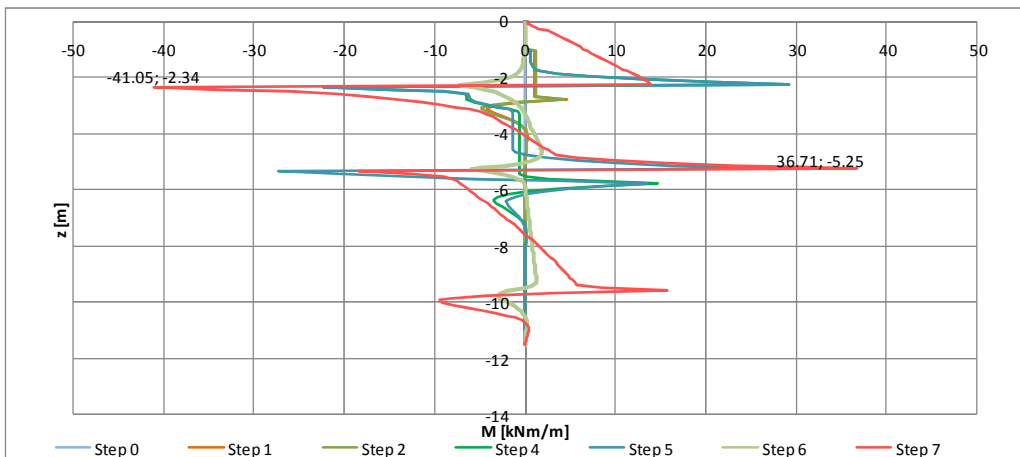
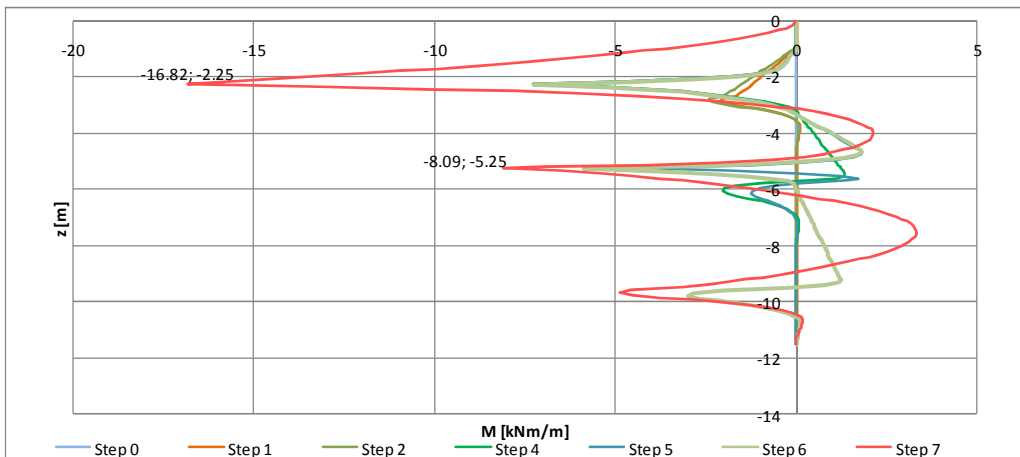
8.2.2. BERLINESE INTERMEDIA

Per quanto riguarda le verifiche della berlinese intermedia si ritengono esaustive le verifiche svolte sul muro superiore della sezione corrente essendo il muro in esame caratterizzato dalla stessa geometria e immerso in un terreno di caratteristiche meccaniche migliori.

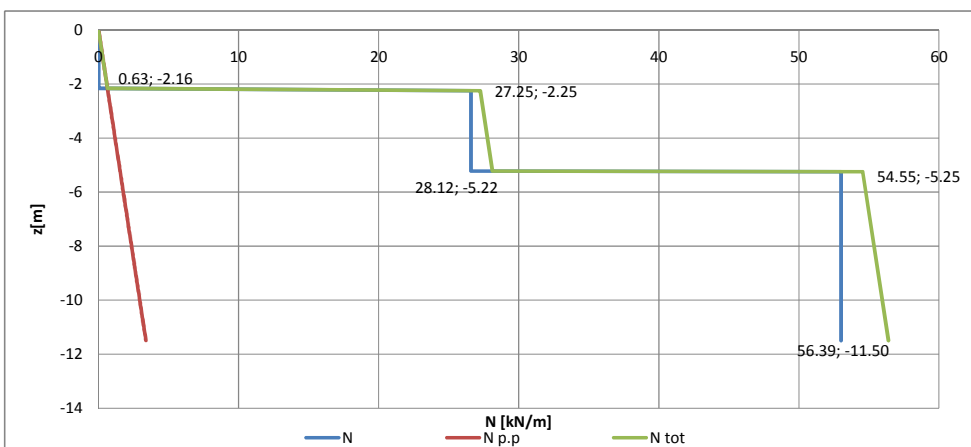
8.2.3. BERLINESE INFERIORE

Si riportano i diagrammi di momento flettente e taglio interni alla paratia, gli spostamenti orizzontali della paratia e la variazione del tiro negli ancoraggi nelle diverse fasi di realizzazione. Per quanto riguarda la struttura definitiva si riportano solo i risultati dell'ultima fase di realizzazione.

1.1.1.13 Struttura provvisoria: paratia di micropali tirantata



Si riportano quindi i diagrammi dell'azione assiale nell'ultima fase di carico, distinguendo i contributi dovuti al peso proprio della paratia e al tiro dei tiranti.



In tabella si riportano le azioni sollecitante massime in termini di azione assiale, momento flettente e taglio, al metro lineare di paratia.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV-01-05-002-A00
	Foglio 44 di 50

Quota z [m]	2.25	5.25
Azione assiale [kN/m]	27.2*	54.55*
Momento flettente [kNm/m]	16.82	8.09
Taglio [kN/m]	41.05	36.71

* L'azione assiale è stata calcolata tenendo in conto della componente verticale della reazione dei tiranti e del peso proprio della paratia.

Di conseguenza, essendo i micropali disposti con un interasse di 0.8 m, le azioni sul singolo micropalo risultano pari a:

Quota z [m]	2.25	5.25
Azione assiale [kN]	21.76	43.64
Momento flettente [kNm]	13.456	6.472
Taglio [kN]	32.84	29.368

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali sul singolo micropalo costituente la paratia provvisoria svolte sulle sezioni maggiormente sollecitate in accordo alla CNR 10011.

Nella tabella seguente si riassumono le caratteristiche geometriche dell'armatura tubolare del micropalo.

Diametro	Spessore	Profilo	Massa lineica	Area	Momento d'inerzia	Raggio d'inerzia	Modulo di resistenza elastico
			kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³
			M	A	I	R	W
127	8	127 X 8	23.5	29.9	532	4.22	83.7

M massimo e N e V associati

VERIFICA STATI PLURIASIALI

$$\sigma_{adm} = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{N,Ed} = 73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Ed} = 1608 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{Ed} = 219.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{id} = 1723 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

V massimo e M e N associati

VERIFICA STATI PLURIASIALI

$$\sigma_{adm} = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{N,Ed} = 146 \text{ kg/cm}^2$$

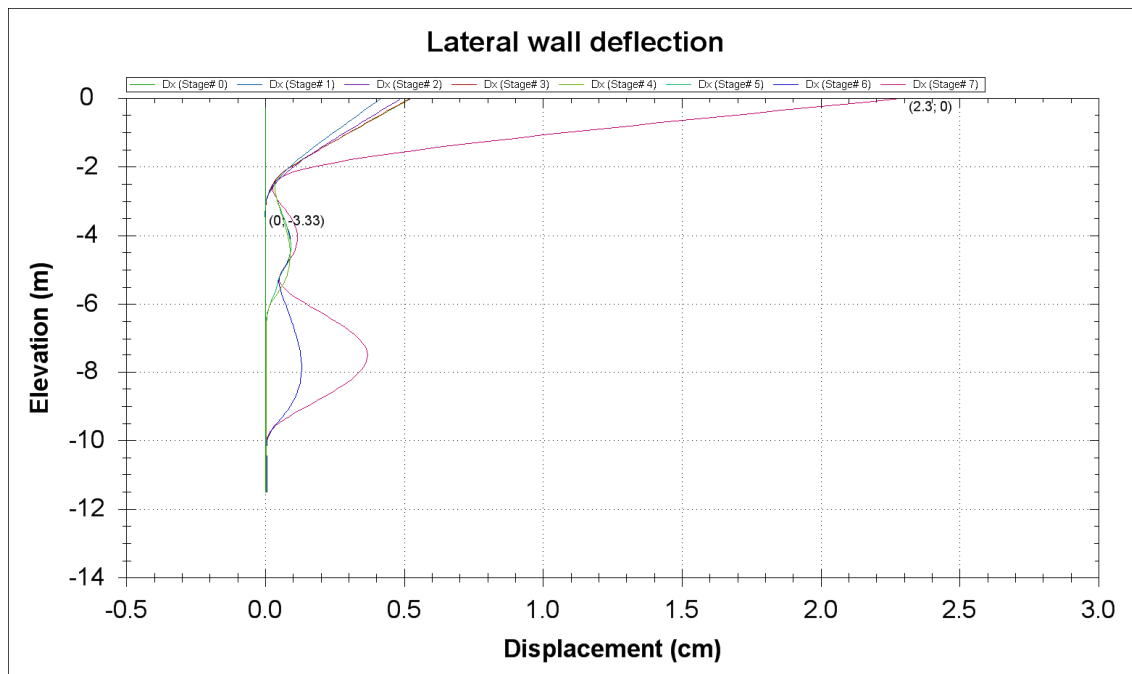
$$\sigma_{M,Ed} = 773 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{Ed} = 196.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{id} = 980 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

L'immagine seguente mostra gli spostamenti della paratia nelle diverse fasi di realizzazione. Si può osservare come nelle diverse fasi di realizzazione gli spostamenti risultino contenuti. In particolare considerando una luce libera di 2.25 m, corrispondente al tratto di paratia compreso tra la testa dei micropali e i primo ancoraggio, il rapporto massimo spostamento /luce risulta pari a 0.0024 nelle normali condizioni di esercizio, mentre risulta

maggiore in caso di sisma. Tuttavia trattandosi di una opera provvisoria la lo spostamento massimo in condizioni sismiche risulta accettabile.



Si riportano quindi le verifiche strutturali e geotecniche sui tiranti.

La reazione massima raggiunta nei tiranti, come si può osservare dal diagramma di seguito riportato, risulta pari a 200.7 kN.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche dei tiranti definitivi:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L_{libera}	6 m	Lunghezza libera
L_{fissa}	9 m	Lunghezza ancorata
D	14 cm	Diametro di perforazione
i	3.2 m	Interasse tra i tiranti
β	25°	Inclinazione dei tiranti
φ	1.334 cm	Diametro trefoli
n	3	Numero trefoli
A_T	4.193 cm ²	Area totale tirante

Si riportano quindi le verifiche a sfilamento e a resistenza svolte.

La verifica a sfilamento consiste nel verificare che la lunghezza di ancoraggio adottata risulti maggiore della minima necessaria calcolata come segue:

$$L_{f,min} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot D_s \cdot s}$$

dove

N_{Ed} è il tiro massimo nel tirante agli stati limite ultimi;

D_s è il diametro di calcolo calcolato come il diametro di perforazione D moltiplicato per un coefficiente α che tiene in conto della diffusione della malta cementizia all'interno del terreno e che dipende quindi dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno; in particolare si è adottato α pari a 1.2

s è la resistenza tangenziale all'interfaccia tra terreno e bulbo iniettato che si calcola mediante gli abachi di Bustamante Doix e dipende dal risultato di prove penetrometriche svolte in sito. Si considera un valore di s pari a 200 kPa

Per quanto riguarda la verifica di resistenza deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_T} \leq \frac{f_{p(d)k}}{\gamma_s} = f_{pd}$$

Si riportano quindi le verifiche svolte.

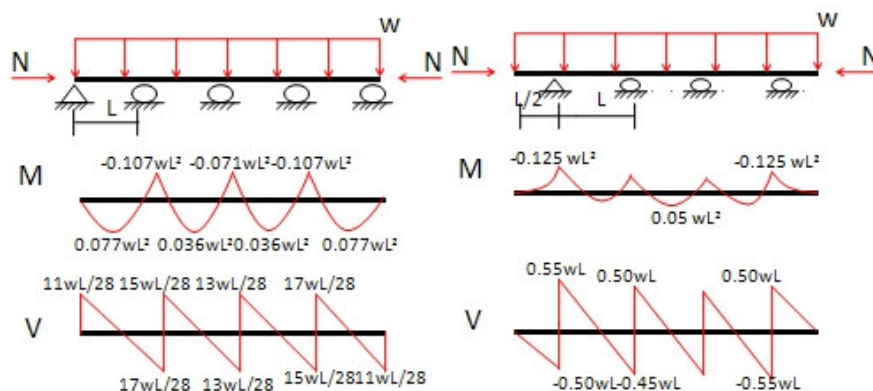
VERIFICA A SFILAMENTO

c	2	coefficiente di sicurezza tirante
D _s	16.8 cm	Diametro di calcolo
T _u	400.16 kN	
L _{r,min}	3.79 m	Lunghezza minima di ancoraggio
L _{fissa}	< L _{r,min}	La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA DI RESISTENZA

N _{ed}	200.08 kN	
σ _{adm}	1116 N/mm ²	Tensione ammissibile
A _T	4.193 cm ²	Diametro di calcolo
σ	477 N/mm ²	Tensione normale agente nella sezione
σ	< σ _{adm}	La verifica risulta soddisfatta

In conclusione si riporta la verifica delle travi di ripartizione degli ancoranti. Si adottano i seguenti schemi di calcolo considerando travi di ripartizione di lunghezza massima pari a 12m "appoggiate" su 5/4 tiranti e soggette a un carico ripartito dato dalla reazione dei micropali alla pretensione offerta dai tiranti. Il momento massimo di calcolo risulta quindi pari a 0.125qL²



Nel calcolo della tensione ideale il taglio risulta trascurabile

VERIFICA DELLE TRAVI DI CONTRASTO

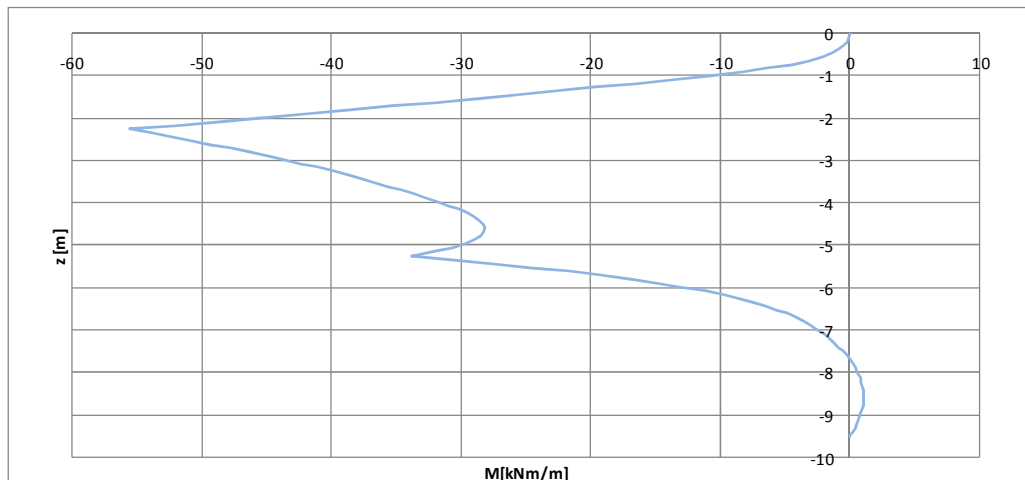
N	200 kN	azione di tiro nel tirante
β	25 °	Inclinazione dei tiranti
i_T	3 m	interasse dei tiranti
q_y	26 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione y
q_z	57 kN/m	carico di progetto delle travi di contrasto direzione z
M_z	34 kNm	Momento di calcolo attorno asse z-z
M_y	73 kNm	Momento di calcolo attorno asse y-y

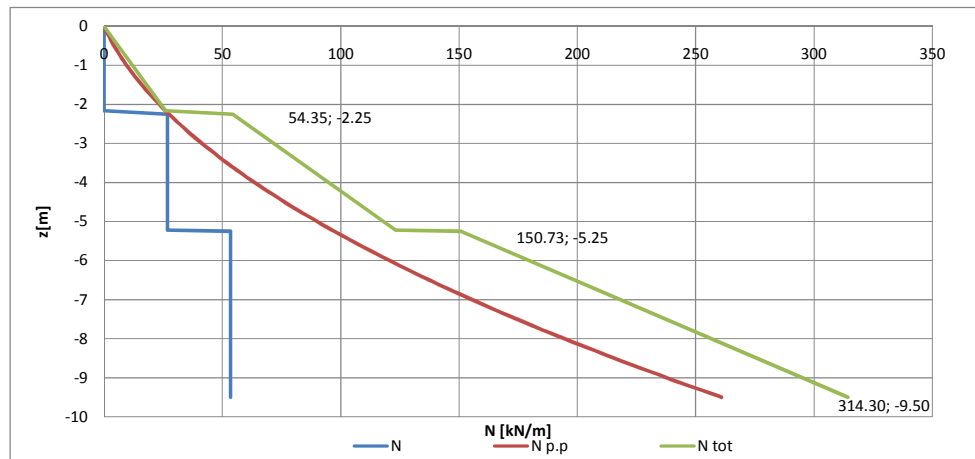
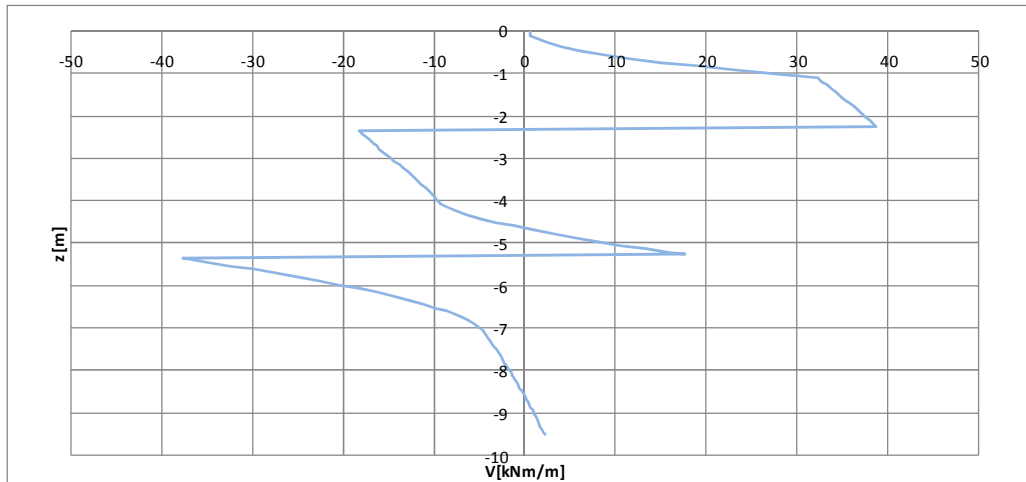
σ_{adm}	2400 kg/cm ²	tensione ammissibile del materiale
profilo		n° 2 profili HEB 160
W_z	111 cm ³	modulo di resistenza elastico z-z del singolo profilo
W_y	311 cm ³	modulo di resistenza elastico y-y del singolo profilo
σ_{id}	1919 kg/cm ²	tensione normale agente nella sezione

$\sigma < \sigma_{adm}$ **La verifica risulta soddisfatta**

1.1.1.14 Struttura definitiva: muro di sostegno in c.a. tirantato

Si riportano nel seguito i diagrammi di momento flettente, taglio e azione assiale al metro lineare di muro di sostegno.





In tabella si riportano le azioni sollecitante massime in termini di azione assiale, momento flettente e taglio, al metro lineare di muro

Quota z [m]	2.25	5.25
h sezione [cm]	50	75
N [kN/m]	54	150.73
M [kNm/m]	55.52	33.78
V [kN/m]	38.65	37.65

Si riportano quindi le verifiche a presso flessione per le sezioni più sollecitate.

Si riassumono in tabella le tensioni ammissibili del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura.

Tensione normale di compressione ammissibile cls	$\bar{\sigma}_c$	22.5 N/mm ²
Tensione tangenziali ammissibile cls	$\bar{\tau}_{c0}$	0.6 N/mm ²
	$\bar{\tau}_{c1}$	1.83 N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\bar{\sigma}_s$	255 N/mm ²

La tensione massima di taglio risulta essere pari a

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{38.65}{1 \cdot 0.55} = 0.070 \frac{N}{mm^2} < 0.6 \frac{N}{mm^2} = \bar{\tau}_{cd}$$

Di conseguenza si dispone un'armatura a taglio minima costituita da spilli di diametro $\phi 10/30 \times 30$
 Si riportano quindi le verifiche a pressoflessione per le sezioni maggiormente sollecitate a momento e azione assiale.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo: Quota z=2.25m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	18.85	6.4
			2	18.85	43.6

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 54 kN
 M_{xEd} 0 55.52 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 FeB44k C25/30
 ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.63
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -1.97 N/mm²
 σ_s 61.51 N/mm²
 ϵ_s 0.3075 ‰
 d 43.6 cm
 x 14.15 x/d 0.3246
 δ 0.8457

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo: Quota z=5.25m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	18.85	6.4
			2	18.85	68.6

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 150.73 kN
 M_{xEd} 0 33.78 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 FeB44k C25/30
 ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.63
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -0.5371 N/mm²
 σ_s 2.403 N/mm²
 ϵ_s 0.01201 ‰
 d 68.6 cm
 x 52.84 x/d 0.7703
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

Come si può osservare dalle immagini sopra riportate, adottando armature lato monte e lato valle pari a barre $\phi 20$ disposte a passo 15cm, le verifiche risultano soddisfatte. Per quanto riguarda l'armatura trasversale orizzontale si dispongono sia lato monte sia lato valle $\phi 14/15$.

8.3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PIEDE DEL MURO DI PLACCAGGIO

Si riporta in conclusione il dimensionamento e la verifica del piede dei muri di placcaggio.

Si riporta il calcolo della capacità portante della fondazione del muro considerando una fondazione di larghezza B pari a 2 e lunghezza unitaria e un terreno di fondazione avente le seguenti caratteristiche:

	γ [kN/m ³]	ϕ	C [kPa]
Terreno di fondazione	20	23°	20

Si considera un ricoprimento nullo. La capacità portante della fondazione risulta pari a:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_s \cdot s \cdot d \cdot i \cdot b \cdot g$$

$$q_{lim} = 550 \text{ kN/m}^2$$

Si ipotizza quindi che il piede della fondazione abbia un comportamento a mensola e sia soggetto a un carico distribuito pari a q_{lim} . La lunghezza della mensola risulta pari a 1m di conseguenza il momento massimo risulta pari a:

$$M = 275 \text{ kNm/m}$$

La sezione della mensola in corrispondenza del momento massimo è caratterizzata da un'altezza pari a 80cm. Disponendo un'armatura superiore e inferiore pari a $\phi 20/15$ si ha che le verifiche risultano soddisfatte.

Titolo: **Soletta muro definitivo**

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	18.85	6.4
			2	18.85	73.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n

Verifica: N° iterazioni: 5

Precompresso:

Materiali: FeB44k C25/30

ϵ_{su} : 10 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : 4.087 N/mm²
 f_{yd} : 373.9 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰ σ_s : 214.6 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15.63 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

ϵ_s : 1.073 ‰
 d: 73.6 cm
 x: 16.35 x/d: 0.2222
 δ : 0.7177