



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

**APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO
TERMINAL IN PENISOLA TRATTATOLI E RIUTILIZZO DEL
MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007
I FASE**

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO

**BANCHINA BUNGE NORD
(Relazione)**

FILE

1114.STR.04A.A - Relazione

CODICE

1114.STR.04A.A

SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Set. 2014	Emissione
1	Set. 2017	Revisione generale
2		
3		

AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL
MARE ADRIATICO CENTRO SETTENTRIONALE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
IL DIRETTORE TECNICO

(Ing. Fabio Maletti)



MINISTERO INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER
LE OPERE PUBBLICHE PER LA LOMBARDIA
E L'EMILIA ROMAGNA

IL RESPONSABILE DELLA REVISIONE
DELLA PROGETTAZIONE

(Ing. Francesco Caldani)

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Geotecnica



Direttore Tecnico : Ing. Paolo Ruggieri

Strutturale



Direttore Tecnico : Ing. Marco Tartaglino

Marittima



SEACON s.r.l.

Direttore Tecnico : Ing. Lucio Abbadesse



**PORTO DI
RAVENNA**

<p><i>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</i></p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Bunge Nord</i></p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 1 di 1</p>
---	---	---

Premessa

Nell’ambito del complesso intervento denominato “*Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007*”, è previsto l’adeguamento della banchina Bunge Nord.

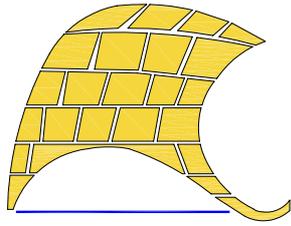
La banchina Bunge Nord era originariamente costituita da un vecchio banchinamento realizzato negli anni ’60.

Nel 2009-2010 è stato redatto il progetto esecutivo (1° stralcio – 1° lotto) di adeguamento dell’opera per portare il fondale operativo da -9,40 m a -12,00 m da l.m.m. e permettere l’operatività con carichi di banchina di 60 kPa. La soluzione tecnica adottata è consistita nella realizzazione di un robusto solettone poggiate su tre file di pali, ancorato in profondità tramite micropali inclinati a 50° sull’orizzontale di circa 50 m di lunghezza. L’intervento appena descritto è stato collaudato il 3 giugno 2013.

Il progetto di adeguamento del 2010 definiva però anche tutti gli interventi integrativi necessari per l’approfondimento del fondale alla quota prevista dal piano regolatore, che in questo specifico tratto prevede un fondale operativo a -14,50 m da l.m.m. Tale progetto, redatto ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, riporta le verifiche di sicurezza e funzionalità per una Vita nominale di 50 anni e una Classe d’uso II.

Il completamento delle opere, così come progettate nel 2010, confluisce nel complesso degli interventi di I FASE per l’approfondimento del canale portuale in attuazione del PRP vigente.

Si allegano pertanto nel seguito i richiamati elaborati progettuali per il completamento dell’intervento di adeguamento della banchina così come originariamente previsto.



AUTORITÀ PORTUALE DI RAVENNA

ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE

1° STRALCIO 1° LOTTO

PERIZIA DI VARIANTE N.2

OGGETTO

Relazione di calcolo

FILE

STR B RelCalcolo Rev.3

CODICE

STR.B

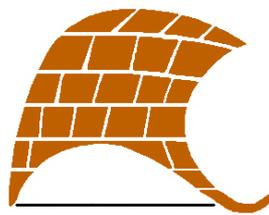
SCALA

Rev.	Data	Causale
3	26.05.2010	Emissione perizia di variante n.2

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

IL DIRETTORE DEI LAVORI

L'IMPRESA



AUTORITÀ PORTUALE DI RAVENNA

**Lavori di
“ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE
1° STRALCIO - 1° LOTTO”**

VARIANTE IN CORSO D'OPERA

Relazione di calcolo

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1°Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 3 di 56
---	---	---

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	5
3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO E FASI ESECUTIVE	7
3.1. Fasi esecutive	9
4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	10
5. CARICHI	12
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	13
7. ASPETTI NORMATIVI E SISMICITA'	14
8. REQUISITI DI DURABILITA' DEI MATERIALI	15
9. DESCRIZIONE DEI CASI ESAMINATI E DEI CRITERI DI CALCOLO	16
10. RESISTENZE DI CALCOLO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	20
10.1. Pali	20
10.2. Palancole	21
10.3. Tiranti a trefoli	22
10.4. Micropali	23
10.5. Soletta in c.a.	24
10.6. Capacità portante dei pali per carichi verticali	25
11. SINTESI DELLE ANALISI NUMERICHE PER FONDALE A -12.0 M	26
11.1. Verifica di capacità portante dei pali	28
12. SINTESI DELLE ANALISI NUMERICHE PER FONDALE A -14.50 M	29
12.1. Verifica di capacità portante dei pali	31
13. VERIFICA DELLA SOLETTA	32
14. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI PUNTELLAMENTO PROVVISORIO	42
14.1. Verifiche di resistenza	48
14.2. Verifica di deformabilità della trave orizzontale	51
14.3. Verifica della sezione di ancoraggio del telaio metallico provvisorio	52
15. CONCLUSIONI	56

FIGURE da 1 a 57

ALLEGATI: Tavole di progetto

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 4 di 56
---	--	---

1. PREMESSA

La presente relazione riporta i risultati delle verifiche statiche e sismiche della banchina Bunge (vedasi fig. 1) nelle condizioni di approfondimento del fondale a -12.00 m. Sono inoltre riportate le verifiche anche per l'approfondimento del fondale a -14.50 m in cui si prevedono interventi integrativi della soluzione proposta per il fondale a -12.00 m.

Ai fini del calcolo si assume la quota del fondale a -0.50 m rispetto alla quota di -14.50 m prevista dal nuovo P.R.P. per tenere conto delle possibili imprecisioni nelle operazioni di dragaggio in concomitanza con le variazioni del livello del mare dovute alle maree.

Le verifiche sono sviluppate in accordo al D.M. 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 5 di 56
---	--	---

2. **NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

- AGI, Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, giugno 1977.
- AGI, Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, maggio 1990.
- AICAP, "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", raccomandazioni, maggio 1993.
- D.M. 11 Marzo 1988 "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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione ". Circ. Min. LL.PP. n° 30483, 24 Settembre 1988.
- Legge 05.11.1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 16.01.1996, "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circolare n. 156AA/STC del 04.07.1996, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".
- D.M. 14.02.1992, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare n. 37406/STC del 24.06.1993, "Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992".
- 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".
- Circolare n. 252 AA.GG./STC del 15.10.1996, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996".
- Legge 02.02.1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 16.01.1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare n. 65/AA.GG. del 10.04.1997, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 6 di 56
---	--	---

- Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008.
- UNI EN 1537, Tiranti di ancoraggio, giugno 2002.
- UNI EN 206-1, Calcestruzzo, Parte 1: Specificazione, prestazione produzione e conformità, marzo 2006.
- Eurocodici.

EN 1990	Eurocode :	Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocode 1:	Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2:	Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3:	Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4:	Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5:	Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6:	Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7:	Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8:	Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9:	Design of aluminium structures

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 7 di 56
---	--	---

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO E FASI ESECUTIVE

La banchina esistente è costituita da palancole prefabbricate ancorate in sommità da tiranti passivi. La realizzazione di questa opera risale agli anni 60 ed è inadeguata per l'ulteriore approfondimento del fondale, attualmente a -9.40 m, e per i nuovi carichi previsti sul piazzale. Inoltre è presumibile un elevato stato di alterazione e di degrado dei materiali per le severe condizioni ambientali a cui sono stati sottoposti. In queste condizioni si è ritenuto di trascurare completamente il contributo resistente delle palancole e dei tiranti esistenti.

Gli interventi previsti per l'approfondimento del fondale a -12.00 m (fig. 1) consistono nella realizzazione, a retro della palancole esistente, di pali trivellati di diametro $\phi=800-1000$ mm disposti su tre file ad interasse di 3.75 m. Le caratteristiche dei pali sono le seguenti:

- pali fila 1: $\phi = 1000$ mm, $i = 1.25 \div 1.50$ m, $L = 30.50$ m;
- pali fila 2: $\phi = 800$ mm, $i = 4.00$ m, $L = 30.50$ m;
- pali fila 3: $\phi = 800$ mm, $i = 4.00$ m, $L = 30.50$ m.

Attualmente sono stati eseguiti i pali $\phi = 800$ mm delle file 2 e 3 con la tecnica dei pali ad elica continua (CFA). I pali $\phi=1000$ mm a ridosso della paratia esistente saranno eseguiti in maniera tradizionale utilizzando la bentonite come fango di perforazione.

Nelle condizioni attuali la realizzazione di questi pali comporterebbe movimenti significativi nell'intorno del foro come è stato rilevato da uno specifico campo prova. Per questo motivo è prevista preliminarmente la messa in sicurezza della paratia esistente realizzando dei micropali profondi che ancorano il cordolo sommitale; questi micropali verranno poi inglobati all'interno del cordolo finale e contribuiranno alla stabilità dell'opera finale. Le caratteristiche dei micropali sono le seguenti:

- diametro di perforazione: $\phi_p \geq 200$ mm;
- lunghezza perforazione: $L = 47.00$ m;
- inclinazione sull'orizzontale: $\alpha = 50^\circ$
- interasse: $i = 1 / 4.0$ m;
- diametro tubo: $\phi_t \geq 139.7$ mm;
- spessore tubo: $\phi_t \geq 10$ mm;
- lunghezza tubo: $L = 48.50$ m;

La tecnica esecutiva più idonea per l'esecuzione dei micropali verrà decisa dall'Impresa dovendo in ogni caso garantire il tiro di sfilamento previsto in progetto.

I pali sono collegati in testa da una soletta in c.a. dello spessore di 1.0 m e larghezza 9.70 m. Sono inoltre previste colonne di jet-grouting $\phi=500$ mm fra i pali della prima fila.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 8 di 56
---	--	---

Sulla soletta di collegamento dei pali si attestano tiranti a trefoli aventi un tratto libero di lunghezza 18.0 m e un bulbo di lunghezza 29.0 m. Si prevede l'utilizzo di tiranti permanenti a doppia protezione per condizioni ambientali aggressive che soddisfano i requisiti di cui alla norma Europea UNI EN 1537 "Tiranti di ancoraggio".

Le caratteristiche dei tiranti sono le seguenti:

- armatura a 6 trefoli: $\phi = 15.7 \text{ mm (150 mm}^2\text{)}$;
- inclinazione sull'orizzontale: $\alpha = 50^\circ$;
- lunghezza del tratto attivo (bulbo di ancoraggio): $l_a = 29.00 \text{ m}$;
- lunghezza del tratto passivo: $l_p = 18.00 \text{ m}$;
- lunghezza totale: $l_{tot} = 47.00 \text{ m}$;
- interasse: $i = N.1 / 6.00 \text{ m}$;
- forza di tesatura iniziale dei 6 trefoli: $N_{spi} = 400.0 \text{ kN}$.

La tecnica esecutiva più idonea per l'esecuzione dei tiranti verrà decisa dall'Impresa dovendo in ogni caso garantire il tiro di sfilamento previsto in progetto.

Lato canale è previsto un palancolato tipo Arbed AZ18 di lunghezza $22.00 + 1.50 = 23.50 \text{ m}$ e il riempimento con calcestruzzo dell'intercapedine fra la nuova palanca e quella esistente. Nella fase di riempimento con calcestruzzo è previsto un sistema di puntellamento provvisorio della sommità delle palancole realizzato con dei profilati metallici ancorati al cordolo della banchina esistente (per maggiori dettagli vedasi le tavole di progetto).

Attualmente il palancolato e il riempimento sono già stati eseguiti; è previsto il collegamento in sommità del nuovo palancolato ai micropali (per i dettagli vedasi gli elaborati di progetto).

Per consentire la funzionalità del binario della gru anche durante i lavori, il collegamento del cordolo in sommità delle palancole con il solettone su pali avviene con dei profilati metallici HEB240 (n. 2 profilati / 4.0 m) inseriti all'interno di fori $\phi = 400 \text{ mm}$ realizzati nel cordolo della banchina esistente.

Per l'approfondimento del fondale da -12.00 m a -14.50 m [1] è sufficiente l'inserimento di ulteriori tiranti con le stesse caratteristiche di quelli in precedenza descritti, in numero di $1/4.00 \text{ m}$ (fig. 1). Tutte le rimanenti parti strutturali sono già dimensionate per la profondità di -14.50 m .

E' da evidenziare che la posizione dei pali e dei tiranti tiene conto che ogni 4.0 m sono presenti gli ancoraggi della paratia esistente e inoltre il bulbo dei nuovi tiranti non interferisce con i pali di fondazione dei silos.

¹ Ai fini del calcolo si assume la quota del fondale a -0.50 m rispetto alla quota prevista dal P.R.P., ciò tiene conto delle possibili imprecisioni nelle operazioni di dragaggio in concomitanza con le variazioni del livello del mare dovute alle maree.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 9 di 56
---	--	---

Sul nuovo cordolo in c.a. sono previsti parabordi in gomma ad interasse di 20.0 m e scalette metalliche ad interasse di 40.0 m. Relativamente alle scalette è da osservare che ogni 20.0 m è prevista la predisposizione nel cordolo consistente nella realizzazione di un incavo.

Durante i lavori per assicurare l'eventuale attracco di navi sono previsti parabordi provvisori ancorati alla banchina esistente con elementi prefabbricati in calcestruzzo.

3.1. Fasi esecutive

Attualmente è stato infisso il palancoleto lato mare, è stato eseguito il riempimento fra il nuovo e il vecchio palancoleto e sono stati eseguiti i pali $\phi=800$ mm.

Le fasi esecutive previste per il proseguimento dei lavori sono le seguenti:

- Fase 1
Micropali di ancoraggio.
- Fase 2:
Fissaggio palancoleto metallico ai micropali.
- Fase 3:
Pali $\phi=1000$ mm.
- Fase 4:
Jet-grouting fra i pali.
- Fase 5:
Scavo di sbancamento e perforazioni per spinotti di collegamento.
- Fase 6:
Getto della soletta.
- Fase 8:
Rimozione blocchi di ancoraggio dei fender.
- Fase 9:
Getto porzione di cordolo fra nuovo e vecchio palancoleto.
- Fase 10:
Demolizione del muro in elevazione.
- Fase 11:
Posa armatura e getto cordolo per conci mediante cassero mobile.
- Fase 12:
Tiranti integrativi in soletta.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 10 di 56
---	--	--

4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

- CALCESTRUZZO PER CORDOLI E PALI:
 - resistenza a compressione: C35/45 ($R_{ck} = 45$ [MPa])
 - classe di esposizione (UNI EN 206-1): XS3 (cordoli e solette)
XS2 (pali)

- IN ALTERNATIVA MIX-DESIGN:
 - resistenza a compressione: C30/37 ($R_{ck} = 37$ [MPa])
 - contenuto minimo di cemento: 340 kg/m³
 - rapporto massimo acqua/cemento: 0.45

- CALCESTRUZZO PER RIEMPIMENTO:
 - conglomerato cementizio: $R_{ck} = 15$ [MPa]

- ACCIAIO PER C.A.:
del tipo saldabile e qualificabile (DM 14/01/2008): B450C
 - tensione nominale di snervamento: $f_{y\ nom} = 450$ [MPa]
 - tensione nominale a rottura: $f_{t\ nom} = 540$ [MPa]

- PALACOLATI METALLICI: S430 GP
 - tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,k} = 430$ [MPa]
 - tensione caratteristica a rottura: $f_{t,k} = 510$ [MPa]

- TRATTAMENTO DELLE SUPERFICI A DIRETTO CONTATTO CON L'ACQUA MARINA DALLA QUOTA 0.00 M A QUOTA -3.00 M:
 - Sabbiatura SA 2.5 (al metallo bianco).
 - Strati di vernice epossidica senza diluente da 150 micron, per un valore complessivo non inferiore a 0.3 mm.

- PROFILATI METALLICI E TUBI PER MICROPALI:
del tipo saldabile: S355
 - tensione caratteristica di snervamento: $f_{y\ k} = 355$ [MPa]
 - tensione caratteristica a rottura: $f_{t\ nom} = 510$ [MPa]

- SALDATURE
secondo UNI EN ISO 4063:2001
livello C secondo UNI EN ISO 5817:2004

- ACCIAIO ARMONICO IN TREFOLI DA 0,6" PER TIRANTI:
 - diametro nominale: $\phi = 15,7$ [mm]
 - sezione: $A = 150$ [mm²]
 - tensione caratteristica all'1% dell'allungamento: $f_{p(1)k} = 1670$ [MPa]
 - tensione caratteristica a rottura: $f_{ptk} = 1860$ [MPa]
 - tiro di un trefolo corrispondente alla tensione $f_{p(1)k}$: $N_{p(1)k} = 250$ [kN]
 - tiro di un trefolo corrispondente alla tensione f_{ptk} : $N_{ptk} = 279$ [kN]

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 11 di 56
---	--	--

- MALTA DI INIEZIONE PER TIRANTI E MICROPALI:
- Resistenza minima cilindrica a 28 gg: $f_{ck} = 25$ [MPa]

- JET-GROUTING:
- Resistenza minima cilindrica a 28 gg del terreno trattato:
 - per terreni a prevalente componente argillosa: $f_{ck} \geq 3.0 \text{ N/mm}^2$;
 - per terreni a prevalente componente sabbiosa: $f_{ck} \geq 6.0 \text{ N/mm}^2$.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 12 di 56
---	--	--

5. CARICHI

I carichi accidentali considerati agenti sulla banchina sono i seguenti:

- sovraccarico uniforme di intensità $Q1 = 60 \text{ kPa}$ sul piazzale retrostante la banchina per una fascia di larghezza 20.0 m ;
- tiro sulle bitte $Q2 = 500 \text{ kN}/20 \text{ m}$ (carico medio a metro $Q2=25 \text{ kN/m}$).

Per il caso sismico si sono considerati carichi accidentali $Q1$ e $Q2$ ridotti al 50%.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 13 di 56
---	--	--

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Sulla base delle indagini disponibili e degli studi effettuati il terreno può essere caratterizzato con i parametri riportati nella tabella seguente in cui la simbologia adottata è la seguente:

- γ = peso di volume;
- c_u = coesione non drenata;
- c' = coesione drenata;
- ϕ' = angolo di resistenza al taglio;
- E' = modulo di compressibilità;
- k_x = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;
- k_y = coefficiente di permeabilità in direzione verticale.

PARAMETRI GEOTECNICI

Unità	Descrizione	γ kN/m ³	c_u kPa	c' kPa	ϕ' °	E' MPa	k_x m/gg	k_y m/gg
1 da +1.0 m a -0.0 m	Materiale riporto	22.0	-	-	40	40.00	0.8	0.8
2 da 0.0 m a -2.0 m	Terreno sabbioso e macerie	18.0	-	-	30	12.00	0.8	0.8
3 da -2.0 m a -7.5 m	Sabbia fine limosa poco addensata	19.0	-	-	32	18.00	0.8	0.8
4 da -7.5 m a -13.5 m	Argilla limosa e limo argilloso molle	18.0	30-40	-	25	2.0-3.0	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}
5 da -13.5 m a -24.5 m	Argilla limosa e limo argilloso molle con lenti sottili di sabbia fine	18.5	40-60	-	26	3.0-6.0	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}
6 da -24.5 m a -28.0 m	Sabbia con lenti di limo ed argilla	19.0	-	-	30	22.20	8.0×10^{-2}	8.0×10^{-2}
7 da -28.0 m a -32.0 m	Argilla limosa da mediamente consistente a compatta	18.5	75-85	-	26	7.50	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}
8 oltre -32.0 m	Argilla limosa e limo argilloso compatto	19.0	90.0	-	26	8.50	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 14 di 56
---	--	--

7. ASPETTI NORMATIVI E SISMICITA'

Le verifiche statiche e sismiche sono eseguite con riferimento alle NTC del 14/01/2008 assumendo, ai fini del calcolo dell'accelerazione massima al suolo, i seguenti parametri caratteristici:

- Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni,
- Classe d'uso: II.

Il suolo, in accordo alle indagini integrative eseguite nel marzo 2009, è stato assunto di categoria C (vedasi REL02).

Con riferimento al sito in oggetto risultano i seguenti parametri caratteristici:

a. *Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)* [2]:

- $a_g = 0.144$ g (accelerazione massima su suolo A),
- $S = 1.60$ (fattore di amplificazione su suolo C),

per cui l'accelerazione massima attesa al sito risulta:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = 1.47 \cdot 0.144 \text{ g} = 0.212 \text{ g}.$$

² La probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento P_{VR} è del 10% a cui corrisponde un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 475$ anni.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 15 di 56
---	--	--

8. REQUISITI DI DURABILITA' DEI MATERIALI

L'opera è progettata per una vita utile di 50 anni nel senso che la durabilità potenziale dei materiali utilizzati soddisfa questa condizione.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 16 di 56
---	--	--

9. DESCRIZIONE DEI CASI ESAMINATI E DEI CRITERI DI CALCOLO

Le analisi sono state sviluppate con il programma di calcolo Plaxis della Delft University of Technology & PLAXIS bv, Olanda adottando per il terreno modelli del tipo "Mohr-Coulomb e Hardening Soil". Per la resistenza a taglio del terreno si sono assunti i parametri drenati considerando per le unità coesive un comportamento del tipo "undrained". Nella tabella seguente sono riportati i parametri meccanici e il tipo di schematizzazione assunti per ognuna delle unità stratigrafiche.

PARAMETRI GEOTECNICI PER LE ANALISI NUMERICHE

Unità	Descrizione	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	E' MPa	k_x m/gg	k_y m/gg	Modello terreno	
1 da +1.0 m a -0.0 m	Materiale riporto	22.0	-	40	40.00	0.8	0.8	Mohr-Coulomb	Drained
2 da 0.0 m a -2.0 m	Terreno sabbioso e macerie	18.0	-	30	12.00	0.8	0.8	Hardening-soil	Drained
3 da -2.0 m a -7.5 m	Sabbia fine limosa poco addensata	19.0	-	32	18.00	0.8	0.8	Hardening-soil	Drained
4 da -7.5 m a -13.5 m	Argilla limosa e limo argilloso molle	18.0	-	25	2.0-3.0	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}	Hardening-soil	UnDrained
5 da -13.5 m a -24.5 m	Argilla limosa e limo argilloso molle con lenti sottili di sabbia fine	18.5	-	26	3.0-6.0	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}	Hardening-soil	UnDrained
6 da -24.5 m a -28.0 m	Sabbia con lenti di limo ed argilla	19.0	-	30	22.20	8.0×10^{-2}	8.0×10^{-2}	Hardening-soil	Drained
7 da -28.0 m a -32.0 m	Argilla limosa da mediamente consistente a compatta	18.5	-	26	7.50	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}	Hardening-soil	UnDrained
8 oltre -32.0 m	Argilla limosa e limo argilloso compatto	19.0	-	26	8.50	2.5×10^{-3}	5.0×10^{-4}	Hardening-soil	UnDrained

Nelle analisi sono state considerate le seguenti fasi di calcolo:

- fase 1:
scavo fino alla quota di -9.40 m corrispondente allo stato attuale;
- fase 2:
inserimento degli interventi proposti e approfondimento dello scavo a -12.00 m o a -15.00 m trascurando in questa fase il contributo resistente della banchina pre-esistente.

Ognuna di queste fasi comprende poi diversi "step" di calcolo con lo scopo sia di riprodurre correttamente le fasi realizzati e di carico, che verificare la paratia nelle condizioni previste dalla normativa vigente

Le verifiche sono state sviluppate agli stati limite con riferimento alle NTC del 14/01/2008 adottando per le azioni (A) e i materiali (M) i coefficienti previsti dal D.M. 14/09/2005 (tab.9.1).

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adegguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 17 di 56
---	---	--

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

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

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

**Tab. 9.1:
Coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali previsti dal DM 14/01/2008**

Con riferimento ad una quota del fondale di -12.0 e di -15.0 m ^[3] la valutazione dello stato di sollecitazione sugli elementi strutturali principali (palancole, pali, micropali e tiranti) e dei fattori di sicurezza alla stabilità è stata condotta per i casi di seguito descritti.

- **Caso 1:** (A1+M1+R1) con R1 = 1.0.

Per questa condizione si è considerato agente il sovraccarico Q1 e il tiro nelle bitte Q2. L'applicazione dei coefficienti $\gamma_G=1.3$ e $\gamma_Q=1.5$ è avvenuta amplificando i sovraccarichi con il coefficiente 1.5/1.3 e quindi amplificando le sollecitazioni con il coefficiente $\gamma_G=1.3$.

- **Caso 2:** (A2+M2+R1) con R1 = 1.0.

Per questa condizione si sono considerati agenti il sovraccarico Q1 e il tiro nelle bitte Q2 amplificati con il coefficiente $\gamma_Q=1.3$. I parametri del terreno (c' e φ') sono stati ridotti con il coefficiente $\gamma_M=1.25$ mediante una analisi del tipo "Phi/c reduction".

³

Ai fini del calcolo si assume la quota del fondale a -0.50 m rispetto alla quota prevista dal P.R.P., ciò tiene conto delle possibili imprecisioni nelle operazioni di dragaggio in concomitanza con le variazioni del livello del mare dovute alle maree.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 18 di 56
---	--	--

- **Caso 3:** sisma.

In condizioni sismiche si sono assunti agenti i carichi accidentali Q1 e Q2 ridotti al 50% e l'azione sismica è stata applicata mediante una accelerazione equivalente (a_h) costante nello spazio e nel tempo (metodo pseudo-statico).

In accordo alle NTC del 14/01/2008 si è assunto:

$$a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.5 \cdot 0.4 \cdot 0.212g = 0.0424 g.$$

- **Caso 4:** stabilità caso statico.

La verifica di stabilità dell'insieme terreno-struttura è stata sviluppata secondo l'approccio (vedasi il punto 6.5.3.1.2 delle NTC):

(A2+M2+R2) con $R2 = 1.1$.

Operativamente è stata effettuata una analisi del tipo "Phi/c reduction" partendo dai carichi accidentali (Q1 e Q2) amplificati con il coefficiente $\gamma_Q=1.3$ e verificando che il fattore di sicurezza alla stabilità risulti:

$$FS_{min} \geq \gamma_M \cdot R2 = 1.25 \cdot 1.1 = 1.375.$$

- **Caso 5:** stabilità caso sismico.

In condizioni sismiche si sono assunti agenti i carichi accidentali Q1 e Q2 ridotti al 50% e l'azione sismica è stata applicata mediante una accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo (metodo pseudo-statico).

In accordo alle NTC del 14/01/2008 si è assunto:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.24 \cdot 0.212 = 0.051.$$

Come per il caso statico è stata effettuata una analisi del tipo "Phi/c reduction" e verificando che il fattore di sicurezza alla stabilità risulti:

$$FS_{min} \geq \gamma_M \cdot R2 = 1.25 \cdot 1.1 = 1.375.$$

- **Caso 6:** *combinazione quasi permanente* [SLE].

In riferimento al DM 2008 la combinazione quasi permanente è da impiegarsi per gli effetti a lungo termine quali i cedimenti indotti sui fabbricati ed è così definita:

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 19 di 56
---	--	--

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

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione Ψ si sono assunti quelli previsti dal DM2008 per i ponti stradali e riportati in Tabella 9-1 da cui risulta $\Psi_2=0$

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 9-1: Parametri geotecnici delle unità stratigrafiche

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 20 di 56
---	--	--

10. RESISTENZE DI CALCOLO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

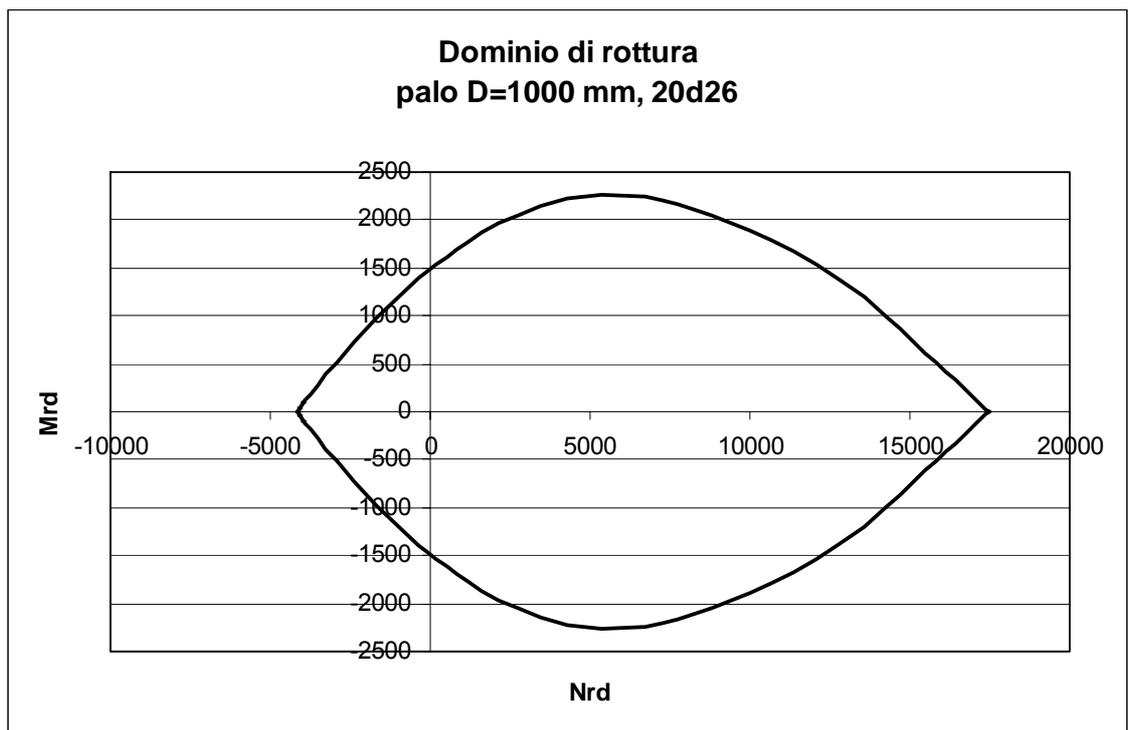
Nel seguito si determinano le resistenze di calcolo per gli elementi strutturali (pali, palancole, micropali e tiranti) che verranno poi utilizzate per le verifiche di resistenza.

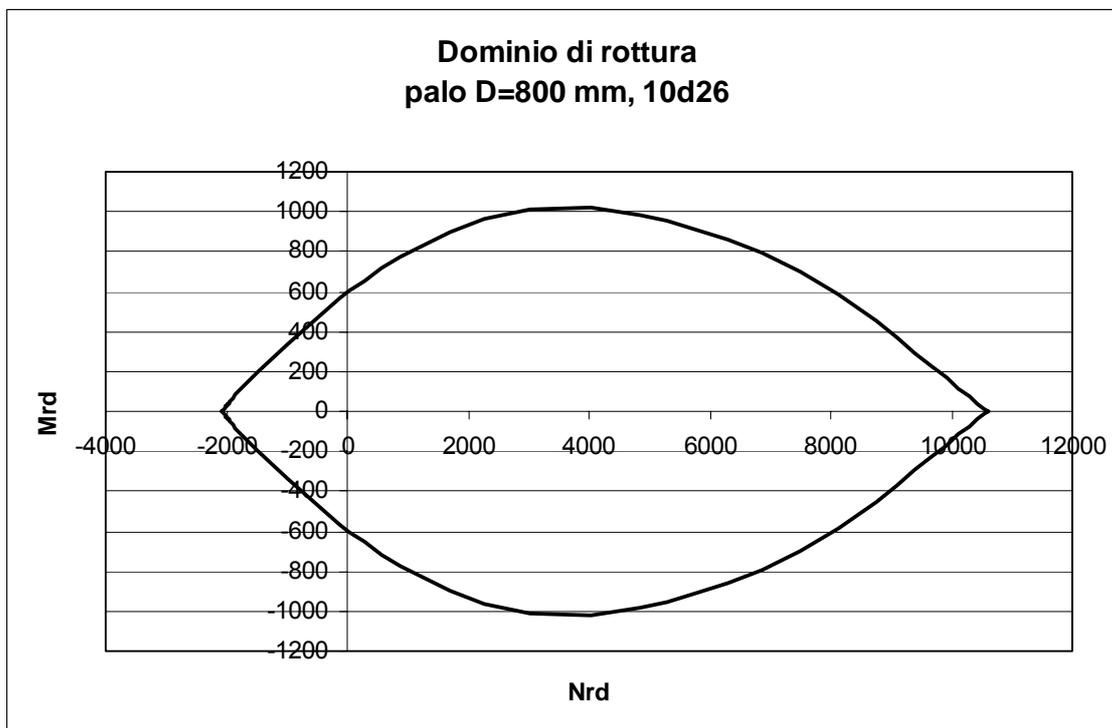
10.1. Pali

Per i pali si è considerato un copriferro di 7.0 cm e le seguenti armature:

- pali $\phi = 1000$ mm: 20 ϕ 26;
- pali $\phi = 800$ mm: 10 ϕ 26.

I diagrammi seguenti riportano i domini di rottura N, M assunti come riferimento per le verifiche.





10.2. Palancole

La resistenza di calcolo dell'acciaio risulta (DM 14/01/2008):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{430}{1.10} = 390.91 \text{ N/mm}^2,$$

mentre le caratteristiche inerziali della sezione a T=0 e dopo 50 anni sono riportate nel prospetto seguente considerando i seguenti tassi di corrosione:

- "permanent immersion zone" 1.75 mm;
- lungo il lato terra: 1.20 mm.

Sulla base di tali caratteristiche sono state calcolate le tensioni massime sulla fibra più sollecitata:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}.$$

Si precisa che le verifiche nella "splash zone" in cui il tasso di corrosione è di 3.75 mm sono state omesse in quanto le sollecitazioni sono di entità trascurabile.

Input Data

Bending Moment: kNm/m

Compression Load: kN/m

Deflection: cm

BMC = Wx,ini * fyk = 774 kNm/m

Sheet piles

ALL

AZ

AZ-700

AU

PU-R

PU

GU

SSP: 58 Wx,ini (cm²/m)

AZ 12	1200
AZ 13	1300
AZ 13 10/10	1350
AZ 14	1400
AZ 17	1665
AZ 18	1800
AZ 18 10/10	1870

Service Life (years)

Section prop.: AZ 18

	ini.	red.	
Wx	1800	1355	cm ² /m
Ix	34200	25550	cm ⁴ /m
Ax	150.4	110.7	cm ² /m
tf	9.50	6.55	mm
tw	9.50	6.55	mm

Steel Gr.: 13 | fyk (MPa)

S 430 GP 430

Some sections not available in this steel grade

Protection (years)

Front:

Back:

Loss of steel thickness: 2.95 mm

Front: 1.75 mm Back: 1.20 mm

Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone

Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,...)

A 690, splash zone red. factor

0 2 3

Safety factors Sf

Sf,ini = N/A

Steel quantities

Wall length: m

SSP length: m

SSP pairs: 0

Wall length: 0.0 m

Total: 0.0 metric t

Weight: 118.1 kg/m²

10.3. Tiranti a trefoli

Nel seguito si determina il tiro di calcolo per i tiranti.

- **Armatura del tirante**

La tensione di calcolo dell'acciaio dei trefoli risulta:

$$f_{yd} = 0.9 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 0.9 \cdot \frac{1670}{1.15} = 1307 \text{ N/mm}^2,$$

a cui corrisponde un tiro resistente pari a:

$$T'_r = 1307 \cdot 6 \cdot 150 \approx 1176 \text{ kN.}$$

- **Fondazione del tirante (sfilamento)**

L'adesione laterale limite è assunta pari a:

- da -13.50 m a -24.50 m: $q_s = 40 \text{ kPa}$,
- oltre -24.50 m: $q_s = 100 \text{ kPa}$,

per cui la capacità portante ultima del tirante risulta:

$$N_{fu} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L = \pi \cdot 0.2 \cdot 1.1 \cdot (40 \cdot 14.36 + 100 \cdot 13.71) = 1344.56 \text{ kN.}$$

In base al DM del 14/01/2008 la resistenza di progetto R_{ad} è determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il fattore parziale $\gamma_R=1.2$.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 23 di 56
---	--	--

Considerando la capacità ultima del tirante N_{fu} come valore medio di un calcolo analitico il valore caratteristico viene determinato applicando il coefficiente di correlazione $\xi_{a3} = 1.6$ per cui risulta:

$$R_{ad} = \frac{N_{fu}}{\xi_{a3} \cdot \gamma_R} = \frac{1344.56}{1.6 \cdot 1.2} = 700 \text{ kN.}$$

In tutti i casi esaminati si è assunto per i tiranti un comportamento elasto-plastico al raggiungimento della resistenza di calcolo allo sfilamento R_{ad} .

10.4. Micropali

Nel seguito si determina il tiro di calcolo per i micropali

- **Armatatura del micropalo**

La tensione di calcolo dell'acciaio risulta:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{355}{1.10} = 322.73 \text{ N/mm}^2,$$

a cui corrisponde un tiro resistente pari a:

$$T'_r = 322.73 \cdot 4070 \approx 1313 \text{ kN.}$$

- **Sfilamento dei micropali**

Ai fini dello sfilamento si considera la portanza del solo tratto di micropalo oltre la profondità di -13.50 assumendo una adesione laterale limite pari a:

- da -13.50 m a -24.50 m: $q_s = 40 \text{ kPa}$,
- oltre -24.50 m: $q_s = 100 \text{ kPa}$,

per cui la capacità portante ultima del micropalo risulta:

$$N_{fu} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L = \pi \cdot 0.2 \cdot 1.1 \cdot (40 \cdot 14.36 + 100 \cdot 13.71) = 1344.56 \text{ kN.}$$

In base al DM del 14/01/2008 la resistenza di progetto R_{ad} è determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il fattore parziale $\gamma_R=1.2$.

Considerando la capacità ultima del tirante N_{fu} come valore medio di un calcolo analitico il valore caratteristico viene determinato applicando il coefficiente di correlazione $\xi_{a3} = 1.6$ per cui risulta:

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 24 di 56
---	--	--

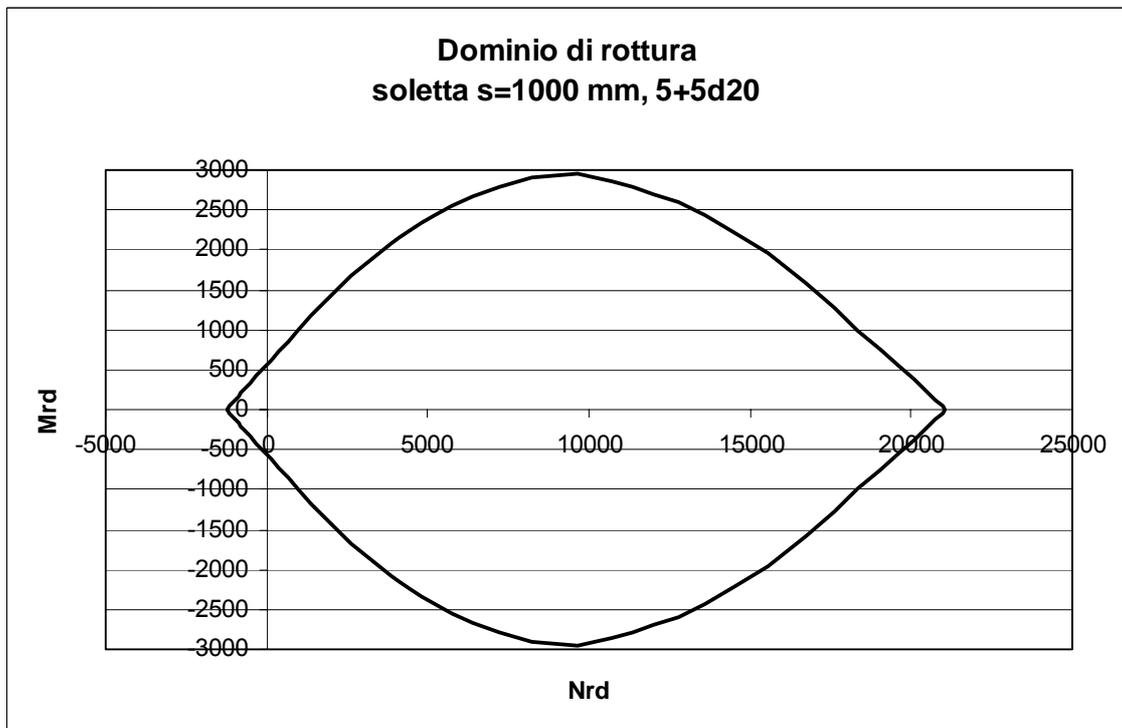
$$R_{ad} = \frac{N_{fu}}{\xi_{a3} \cdot \gamma_R} = \frac{1344.56}{1.6 \cdot 1.2} = 700 \text{ kN.}$$

In tutti i casi esaminati si è assunto per i micropali un comportamento elasto-plastico al raggiungimento della resistenza di calcolo allo sfilamento R_{ad} .

10.5. Soletta in c.a.

Per la soletta di collegamento dei pali i pali si è considerato un copriferro di 5.5 cm e una armatura simmetria di $5\phi 20/m$.

Il diagramma seguente riporta il dominio di rottura N, M assunto come riferimento per le verifiche.



Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 25 di 56
---	--	--

10.6. Capacità portante dei pali per carichi verticali

L'aderenza laterale limite viene assunta pari a:

$$q_s = 48 \text{ kPa},$$

e la portanza di base:

$$q_b = 1500 \text{ kN},$$

per cui per il palo $\phi=800$ mm di lunghezza $L=30.5$ m, la capacità portante ultima laterale e di base risulta:

$$P_{su} = 3679.4 \text{ kN}, \quad P_{bu} = 750.0 \text{ kN}.$$

Considerando la capacità ultima del palo (R_{su} e R_{bu}) come valore medio di un calcolo analitico il valore caratteristico viene determinato applicando il coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1.4$ per cui risulta:

$$R_{sk} = 2628.1 \text{ kN}, \quad R_{bk} = 535.7 \text{ kN}.$$

Adottando in base al DM del 14/01/2008 l'approccio 2 (A1+M1+R3), la resistenza di progetto (R_{cd}) per pali ad elica risulta:

$$R_{cd} = \frac{2628.1}{1.15} + \frac{535.7}{1.3} = 2697.4 \text{ kN}.$$

Per i pali $\phi=1000$ mm procedendo in maniera analoga risulta:

$$R_{cd} = 3499.6 \text{ kN}.$$

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 26 di 56
---	--	--

11. SINTESI DELLE ANALISI NUMERICHE PER FONDALE A -12.0 M

La sintesi grafica delle elaborazioni svolte per il caso di fondale a -12.0 m è riportata nelle fig. 2÷29 nel seguito descritte:

- fig. 2: modello ad elementi finiti
- **Caso 1:** (A1+M1+R1) con $R1 = 1.0$:
 - fig. 3: caso 1, deformata;
 - fig. 4: caso 1, sollecitazioni sui pali della fila 1;
 - fig. 5: caso 1, sollecitazioni sui pali della fila 2;
 - fig. 6: caso 1, sollecitazioni sui pali della fila 3;
 - fig. 7: caso 1, verifiche di resistenza per i pali della file 1, 2 e 3;
 - fig. 8: caso 1, sollecitazioni sulla palancola e tensioni massime;
 - fig. 9: caso 1, sollecitazioni sulla soletta;
 - fig. 10: caso 1, verifica di resistenza per la soletta;
- **Caso 2:** (A2+M2+R1) con $R1 = 1.0$:
 - fig. 11: caso 2, deformata;
 - fig. 12: caso 2, sollecitazioni sui pali della fila 1,
 - fig. 13: caso 2, sollecitazioni sui pali della fila 2,
 - fig. 14: caso 2, sollecitazioni sui pali della fila 3,
 - fig. 15: caso 2, verifiche di resistenza per i pali della file 1, 2 e 3,
 - fig. 16: caso 2, sollecitazioni sulla palancola e tensioni massime,
 - fig. 17: caso 2, sollecitazioni sulla soletta;
 - fig. 18: caso 2, verifica di resistenza per la soletta;
- **Caso 3:** sisma:
 - fig. 19: caso 3, deformata;
 - fig. 20: caso 3, sollecitazioni sui pali della fila 1,
 - fig. 21: caso 3, sollecitazioni sui pali della fila 2,
 - fig. 22: caso 3, sollecitazioni sui pali della fila 3,
 - fig. 23: caso 3, verifiche di resistenza per i pali della file 1, 2 e 3,
 - fig. 24: caso 3, sollecitazioni sulla palancola e tensioni massime,
 - fig. 25: caso 3, sollecitazioni sulla soletta;
 - fig. 26: caso 3, verifica di resistenza per la soletta;
- **Caso 4:** stabilità caso statico:
 - fig. 27: caso 4, analisi di stabilità "Phi-c reduction"
- **Caso 5:** stabilità caso sismico:

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 27 di 56
---	--	--

- fig. 28: caso 5, analisi di stabilità "Phi-c reduction"
- **Caso 6:** *combinazione quasi permanente* [SLE].
- fig. 29: caso 6, campo di spostamenti"

Dall'esame della sintesi grafica risulta che:

- a) le sollecitazioni di calcolo per i pali (N_{sd} , M_{sd}) sono sempre all'interno dei domini di rottura dei pali (vedasi fig. 7, 15 e 23);
- b) le tensioni corrispondenti alle sollecitazioni di calcolo N , M sulla palanca sono sempre inferiori alla resistenza di calcolo $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ sia a $T=0$ che a $T=50$ anni (vedasi fig. 8, 16 e 24);
- c) le sollecitazioni di calcolo per la soletta di collegamento dei pali (N_{sd} , M_{sd}) sono sempre all'interno dei domini di rottura (vedasi fig. 10, 18 e 26);
- d) i fattori di sicurezza alla stabilità ($FS_{statico} = 1.77$. $FS_{sismico} = 1.71$) sono superiori a $FS_{min} = 1.375$ (fig. 27 e 28);
- e) il tiro nei micropali e nei tiranti di ancoraggio sono sempre inferiori alla forza di sfilamento R_{ad} avendo assunto per tali elementi un comportamento elasto-plastico al raggiungimento della resistenza di calcolo allo sfilamento R_{ad} ;
- f) in condizioni di esercizio (combinazione quasi permanente) risultano i seguenti movimenti teorici della sommità del solettone:
 - ◆ spostamento orizzontale: 28 mm;
 - ◆ spostamento verticale: 3 mm,
 mentre per i micropali e i tiranti risultano i seguenti tiri e coefficienti di sicurezza rispetto allo sfilamento:
 - ◆ micropalo: Tiro = 412.8 kN \Rightarrow FS = 3.25;
 - ◆ tirante: Tiro = 459.6 kN \Rightarrow FS = 2.92.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1°Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 28 di 56
---	---	--

11.1. Verifica di capacità portante dei pali

In base all'area di influenza dei pali lo sforzo normale massimo si ha per i pali $\phi=800$ mm della fila 2. Fattorizzando le azioni con i fattori A1 risulta un carico verticale sollecitante di:

$$N_{sd} = (28.75 \cdot 1.30 + 60 \cdot 1.5) \cdot 3.75 \cdot 4.00 + 400 \cdot \text{sen}(50) \cdot \frac{4}{6} \cdot 1.5 = 2217.0 \text{ kN.}$$

La verifica di capacità portante è soddisfatta essendo:

$$N_{sc} = 2217.0 \leq R_{cd} = 2697.4 \text{ kN.}$$

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 29 di 56
---	--	--

12. SINTESI DELLE ANALISI NUMERICHE PER FONDALE A -14.50 M

La sintesi grafica delle elaborazioni svolte per il caso di fondale a -14.50 m (fondale di calcolo a -15.0 m) è riportata nelle fig. 30÷57 nel seguito descritte:

- fig. 30: modello ad elementi finiti
- **Caso 1:** (A1+M1+R1) con $R1 = 1.0$:
 - fig. 31: caso 1, deformata.
 - fig. 32: caso 1, sollecitazioni sui pali della fila 1.
 - fig. 33: caso 1, sollecitazioni sui pali della fila 2.
 - fig. 34: caso 1, sollecitazioni sui pali della fila 3.
 - fig. 35: caso 1, verifiche di resistenza per i pali della file 1, 2 e 3.
 - fig. 36: caso 1, sollecitazioni sulla palancola e tensioni massime.
 - fig. 37: caso 1, sollecitazioni sulla soletta;
 - fig. 38: caso 1, verifica di resistenza per la soletta;
- **Caso 2:** (A2+M2+R1) con $R1 = 1.0$:
 - fig. 39: caso 2, deformata;
 - fig. 40: caso 2, sollecitazioni sui pali della fila 1,
 - fig. 41: caso 2, sollecitazioni sui pali della fila 2,
 - fig. 42: caso 2, sollecitazioni sui pali della fila 3,
 - fig. 43: caso 2, verifiche di resistenza per i pali della file 1, 2 e 3,
 - fig. 44: caso 2, sollecitazioni sulla palancola e tensioni massime,
 - fig. 45: caso 2, sollecitazioni sulla soletta;
 - fig. 46: caso 2, verifica di resistenza per la soletta;
- **Caso 3:** sisma:
 - fig. 47: caso 3, deformata;
 - fig. 48: caso 3, sollecitazioni sui pali della fila 1,
 - fig. 49: caso 3, sollecitazioni sui pali della fila 2,
 - fig. 50: caso 3, sollecitazioni sui pali della fila 3,
 - fig. 51: caso 3, verifiche di resistenza per i pali della file 1, 2 e 3,
 - fig. 52: caso 3, sollecitazioni sulla palancola e tensioni massime,
 - fig. 53: caso 3, sollecitazioni sulla soletta;
 - fig. 54: caso 3, verifica di resistenza per la soletta;
- **Caso 4:** stabilità caso statico:
 - fig. 55: caso 4, analisi di stabilità "Phi-c reduction"
- **Caso 5:** stabilità caso sismico:

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 30 di 56
---	--	--

- fig. 56: caso 5, analisi di stabilità "Phi-c reduction"
- **Caso 6:** *combinazione quasi permanente* [SLE].
- fig. 57: caso 6, campo di spostamenti"

Dall'esame della sintesi grafica risulta che:

- a) le sollecitazioni di calcolo per i pali (N_{sd} , M_{sd}) sono sempre all'interno dei domini di rottura dei pali (vedasi fig. 35, 43 e 51);
- b) le tensioni corrispondenti alle sollecitazioni di calcolo N , M sulla palanca sono sempre inferiori alla resistenza di calcolo $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ sia a $T=0$ che a $T=50$ anni (vedasi fig. 36, 44 e 52);
- c) le sollecitazioni di calcolo per la soletta di collegamento dei pali (N_{sd} , M_{sd}) sono sempre all'interno dei domini di rottura (vedasi fig. 38, 46 e 54);
- d) i fattori di sicurezza alla stabilità ($FS_{statico} = 1.60$. $FS_{sismico} = 1.55$) sono superiori a $FS_{min} = 1.375$ (fig. 55 e 56);
- e) il tiro nei tiranti di ancoraggio è sempre inferiore alla forza di sfilamento R_{ad} avendo assunto per i tiranti un comportamento elasto-plastico al raggiungimento della resistenza di calcolo allo sfilamento R_{ad} .
- g) in condizioni di esercizio (combinazione quasi permanente) risultano i seguenti movimenti teorici della sommità del solettone:
 - ♦ spostamento orizzontale: 45 mm;
 - ♦ spostamento verticale: 5 mm;

mentre per i micropali e i tiranti risultano i seguenti tiri e coefficienti di sicurezza rispetto allo sfilamento:

 - ♦ micropalo: Tiro = 554.4 kN \Rightarrow FS = 2.42;
 - ♦ tirante: Tiro = 474.7 kN \Rightarrow FS = 2.83.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 31 di 56
---	--	--

12.1. Verifica di capacità portante dei pali

In base all'area di influenza dei pali lo sforzo normale massimo si ha per i pali $\phi=800$ mm della fila 2. Fattorizzando le azioni con i fattori A1 risulta un carico verticale sollecitante di:

$$N_{sd} = (28.75 \cdot 1.30 + 60 \cdot 1.5) \cdot 3.75 \cdot 4.00 + 400 \cdot \text{sen}(50) \cdot \frac{4}{2.4} \cdot 1.5 = 2676.7 \text{ kN.}$$

La verifica di capacità portante è soddisfatta essendo:

$$N_{sc} = 2676.7 \leq R_{cd} = 2697.4 \text{ kN.}$$

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 32 di 56
---	--	--

13. VERIFICA DELLA SOLETTA

Nei punti precedenti la soletta è stata verificata per le sollecitazioni conseguenti all'interazione con le altre strutture e il terreno. Nel seguito si verifica la soletta anche nell'ipotesi di considerarla come un elemento strutturale appoggiato sui pali e caricata dal peso proprio, carichi permanenti e accidentali.

Ogni modulo di soletta ha dimensioni in pianta pari a 9.7 mx4 m e spessore pari a 1 m, come visibile in Figura 13.1 e Figura 13.2. La pavimentazione al di sopra della soletta ha spessore pari a 15 cm.

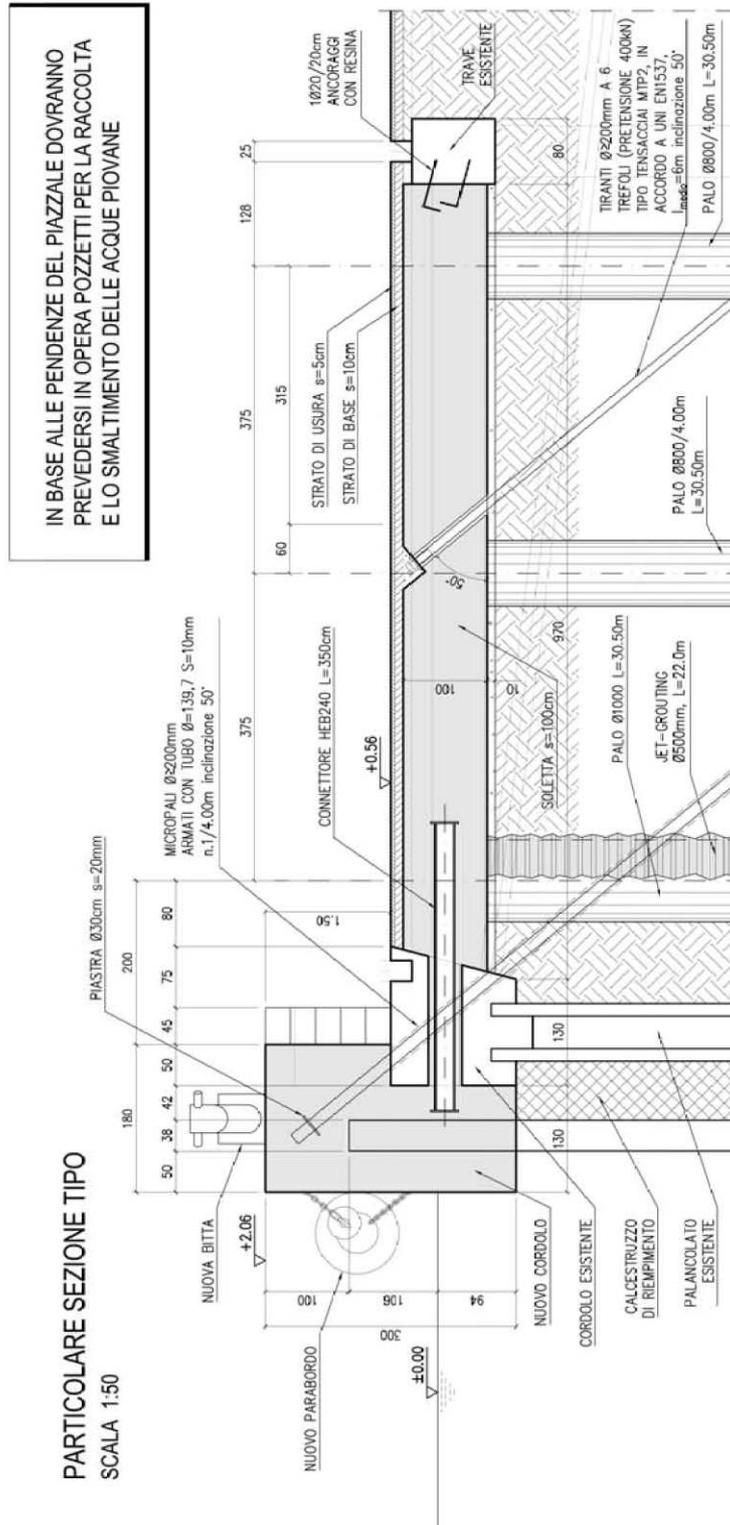


Figura 13.2: Sezione tipo della soletta

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 35 di 56
---	--	--

I carichi cui è soggetta la soletta sono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 13.1: Carichi agenti sulla soletta

Tipologia carico	Valore nominale	γ_{SLU}	Carico amplificato SLU
	[kPa]	-	[kPa]
Peso proprio	$25 \cdot 1 = 25$	1.3	32.5
Peso pavimentazione	$20 \cdot 0.15 = 3$	1.3	3.9
Sovraccarico variabile	60	1.5	90
Carico verticale dovuto alla pretensione	127.67 kN/m	1.5	165.97

Le sollecitazioni sulla soletta vengono determinate impiegando un modello realizzato con SAP 2000 v.12.0.0 in cui la soletta viene schematizzata con elementi plate-thick (secondo la teoria di Reissner-Mindlin).

Dal momento che l'impalcato presenta una certa modularità si studia il comportamento di un solo modulo, imponendo che lungo i lati di contatto con i moduli contigui siano presenti vincoli di tipo incastro scorrevole, che impediscano le rotazioni attorno all'asse longitudinale X, all'asse verticale Z e le traslazioni lungo Y.

I quattro pali su cui poggia la soletta vengono schematizzati con vincoli di tipo cerniera.

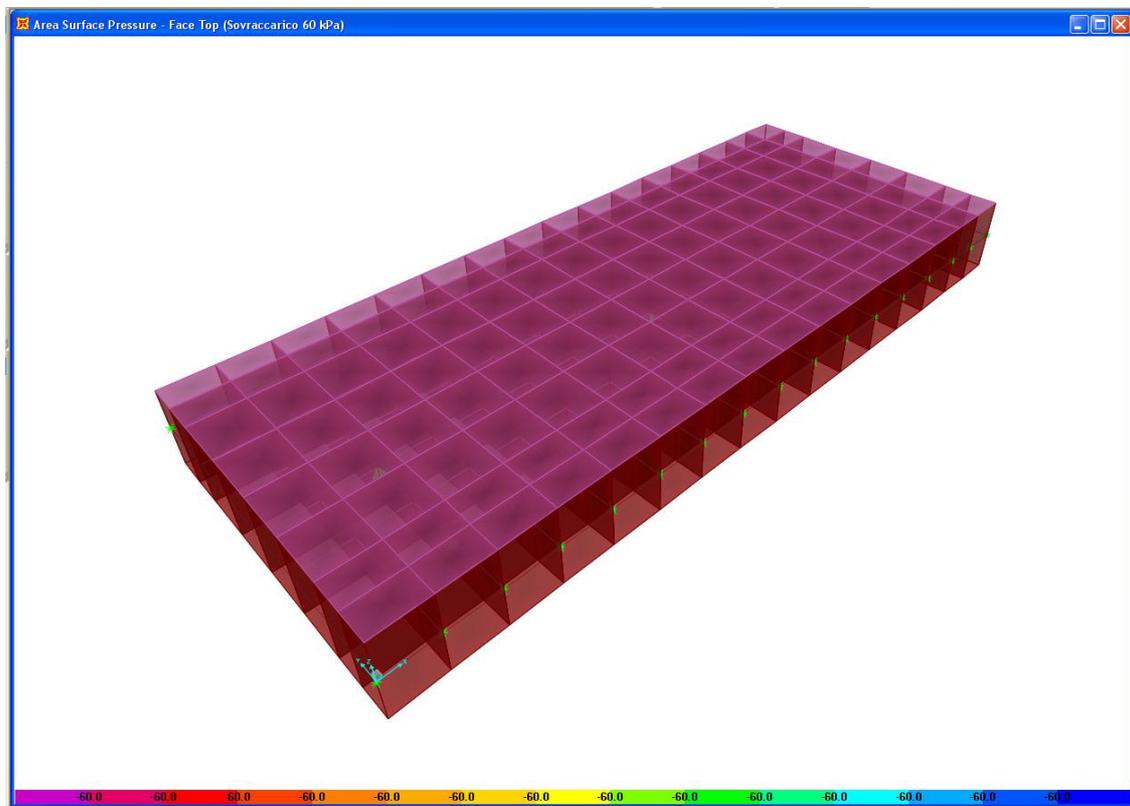


Figura 13.3: Schematizzazione della soletta nel modello di calcolo

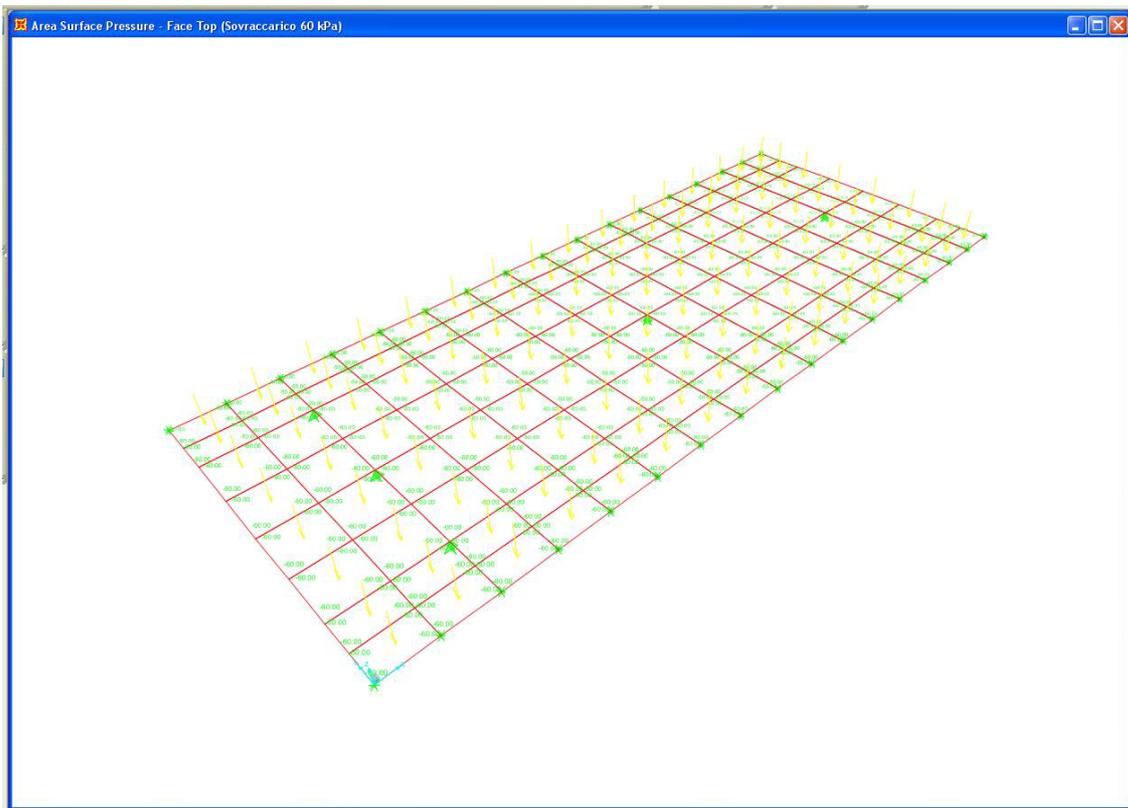


Figura 13.4: Sovraccarico accidentale applicato sulla soletta

I momenti flettenti massimi all'SLU (combinando le sollecitazioni amplificate con i coefficienti A1) si ottengono in corrispondenza del palo centrale (ϕ 800 mm) e sono pari a:

$$M_{11} = 348.7 \text{ kNm/m,}$$
$$M_{22} = 423.41 \text{ kNm/m,}$$

dove si indica con:

M_{11} il momento flettente principale,
 M_{22} il momento flettente secondario.

In Figura 13.5 e Figura 13.6 sono visibili gli andamenti dei momenti flettenti principali e secondari nella combinazione di carico all'SLU considerando i carichi riportati in Tabella 13.1.

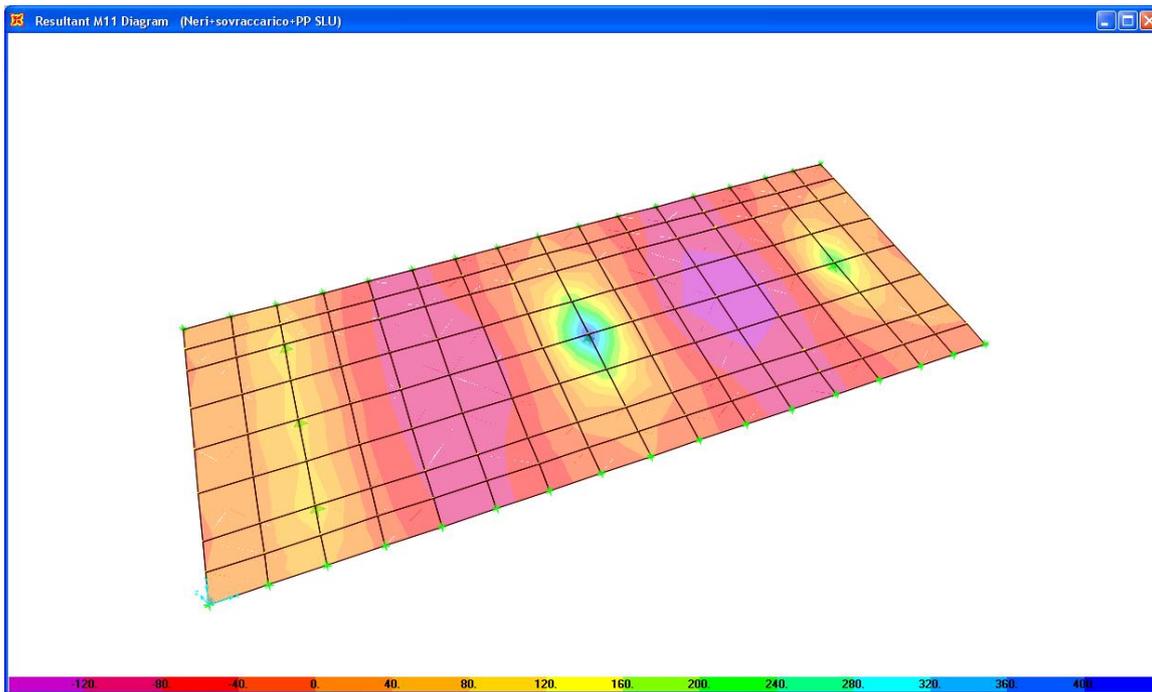


Figura 13.5: Andamento dei momenti flettenti principali M_{11}

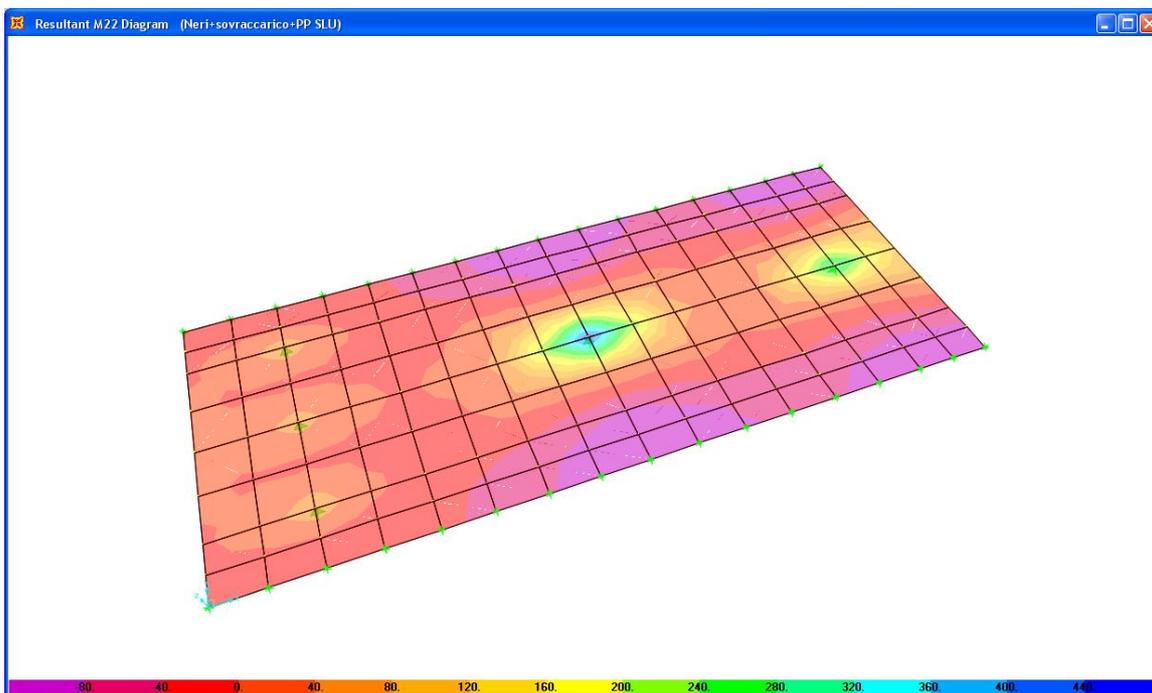


Figura 13.6: Andamento dei momenti flettenti secondari M_{22}

La verifica di resistenza della sezione viene condotta con il programma "VcaSLU"⁴. Adottando un copriferro di 9 cm (inteso ad asse ferro), impiegando un'armatura simmetrica ϕ 20/20 cm sia in direzione principale che secondaria e studiando una sezione di soletta di base pari a 1 m si hanno i risultati riportati in Figura 13.7 e Figura 13.8.

Titolo: Verifica della soletta

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	9
2	15.71	91

Solllecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 200 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C35/45**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

M_{xRd} 569.6 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 45.68 ‰
d 91 cm
x 6.476 x/d 0.07116
 δ 0.7

N° rett. 100
L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 13.7: Verifica di resistenza della soletta

⁴ Programma freeware messo a disposizione dal Prof Piero Gelfi (Università di Brescia)

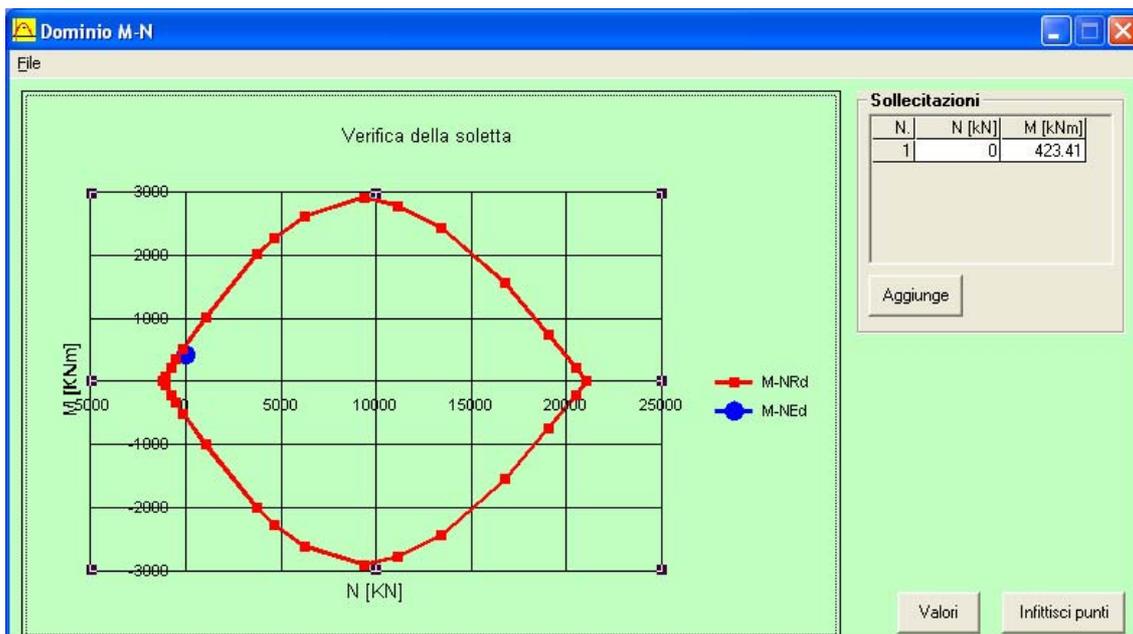


Figura 13.8: Dominio di rottura della sezione

La verifica risulta soddisfatta dal momento che:

$$M_{xRd} = 569.6 \text{ kNm} > M_{11} > M_{22}$$

La verifica delle tensioni viene effettuata considerando la combinazione caratteristica SLE, nei confronti della quale il momento massimo in corrispondenza del palo centrale vale:

$$M_{22} = 301.64 \text{ kNm/m.}$$

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Verifica della soletta

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	9
2	15.71	91

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 423.41 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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:
 B450C C35/45
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 19.83
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
 τ_{c1}: 2.257

σ_c: -3.595 N/mm²
 σ_s: 226.4 N/mm²
 ε_s: 1.132 ‰
 d: 91 cm
 x: 17.5 x/d: 0.1923
 δ: 0.7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Figura 13.9: Verifica delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo

Come visibile dalla figura precedente la verifica delle tensioni è soddisfatta dato che:

$$\sigma_{c \max} = -3.595 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 21 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s \max} = 226.4 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 313 \text{ MPa}.$$

Per quanto riguarda la verifica a punzonamento della platea da parte dei pali, si considera la reazione massima ottenuta in corrispondenza dell'appoggio centrale, che allo SLU è pari a:

$$N = 2662 \text{ kN}.$$

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 41 di 56
---	--	--

La verifica viene condotta secondo quanto previsto dall'EC2, par. 6.4 e seguenti (dal momento che il DM. 14/01/2008 ammette l'impiego di formulazioni tratte da letteratura consolidata).

Si riporta il calcolo della resistenza di progetto a punzonamento [MPa] di piastre prive di armatura a taglio $V_{Rd,c}$ da confrontare con la corrispondente tensione di taglio agente nella sezione più sollecitata.

Tabella 13.2: Verifica a punzonamento

V_{Ed}	2662000.00	N	
H	1000.00	mm	
c	80.00	mm	
d	920.00	mm	
ϕ	800.00	mm	
u	14074.34	mm	
CLS	C35/45		
R_{ck}	45.00	MPa	
f_{ck}	37.35	MPa	
γ_c	1.50	-	Da Annesso Nazionale
$C_{Rd,c}$	0.12	-	
k	1.47	-	
ρ_{lx}	0.02	-	Armatura tesa in direzione y
ρ_{lz}	0.02	-	Armatura tesa in direzione y
ρ_l	0.02	-	Armatura tesa della soletta in %
k_1	0.10	-	Da Annesso Nazionale
σ_{cp}	0.00	MPa	Tensione di compressione sulla sezione
V_{min}	0.38	MPa	
V_{Ed}	0.21	MPa	
$V_{Rd,c}$	0.74	MPa	OK

La tensione di taglio agente nella sezione più sollecitata è inferiore alla resistenza a punzonamento di progetto per elementi senza apposita armatura a taglio, infatti:

$$V_{Ed} = 0.21 \text{ MPa} < V_{Rd,c} = 0.74 \text{ MPa}$$

quindi la verifica a punzonamento risulta soddisfatta.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 42 di 56
---	--	--

14. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI PUNTELLAMENTO PROVVISORIO

Nel corso delle fasi di getto del riempimento a retro del palancolato metallico esterno è previsto un sistema di puntellamento provvisorio in acciaio. Una sezione complessiva, una pianta d'insieme e una sezione più dettagliata sono visibili, rispettivamente, in Figura 14.1, in Figura 14.2 e in Figura 14.3.

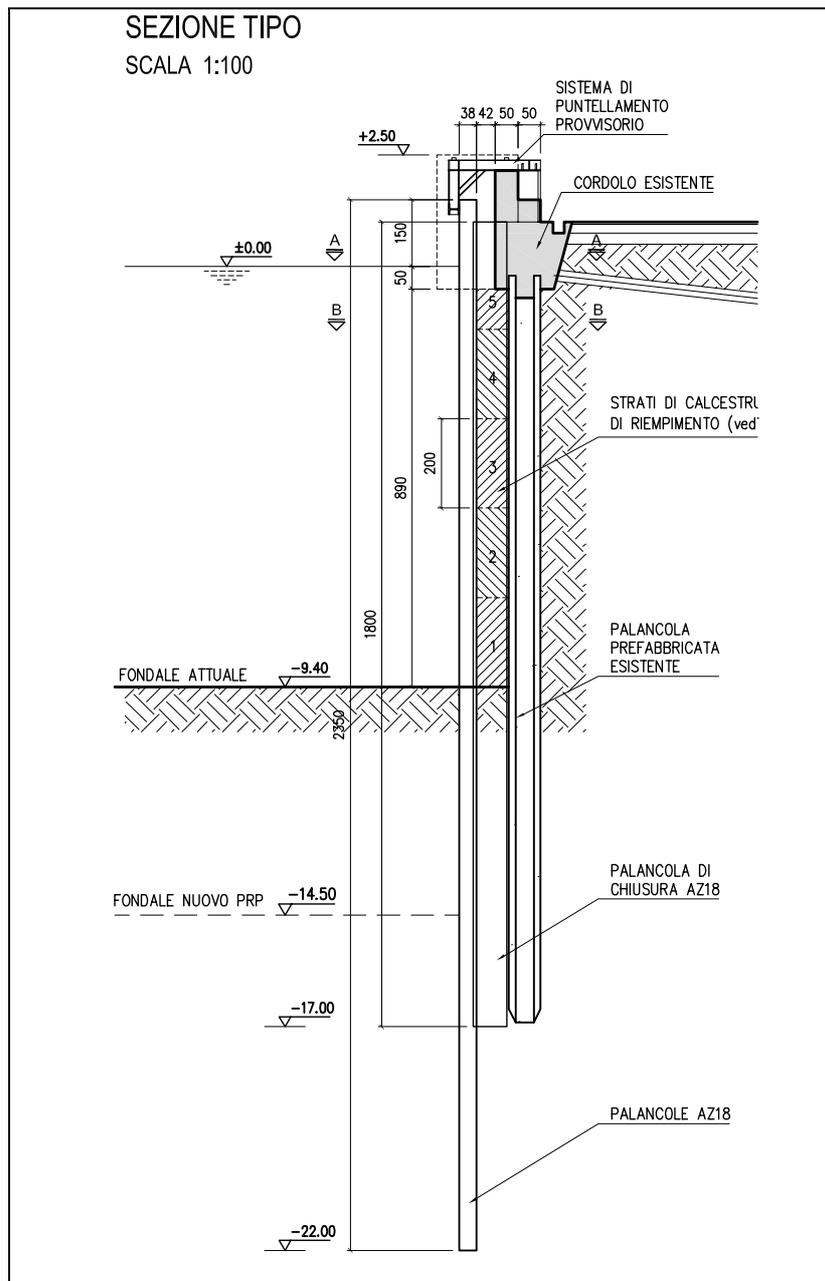


Figura 14.1: Sezione tipo del palancolato e del telaio metallico provvisorio

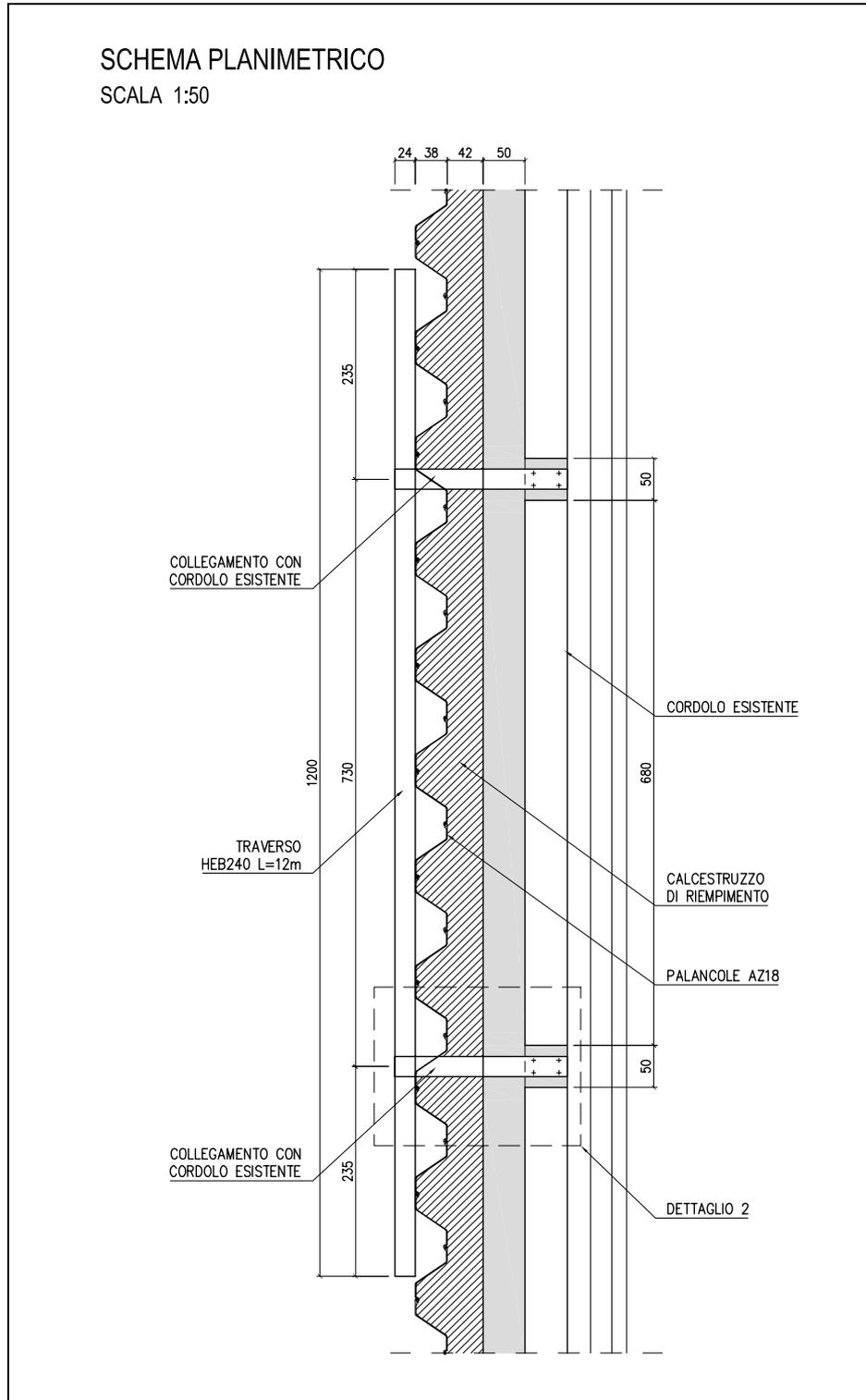


Figura 14.2: Schema planimetrico del sistema di puntellamento provvisorio

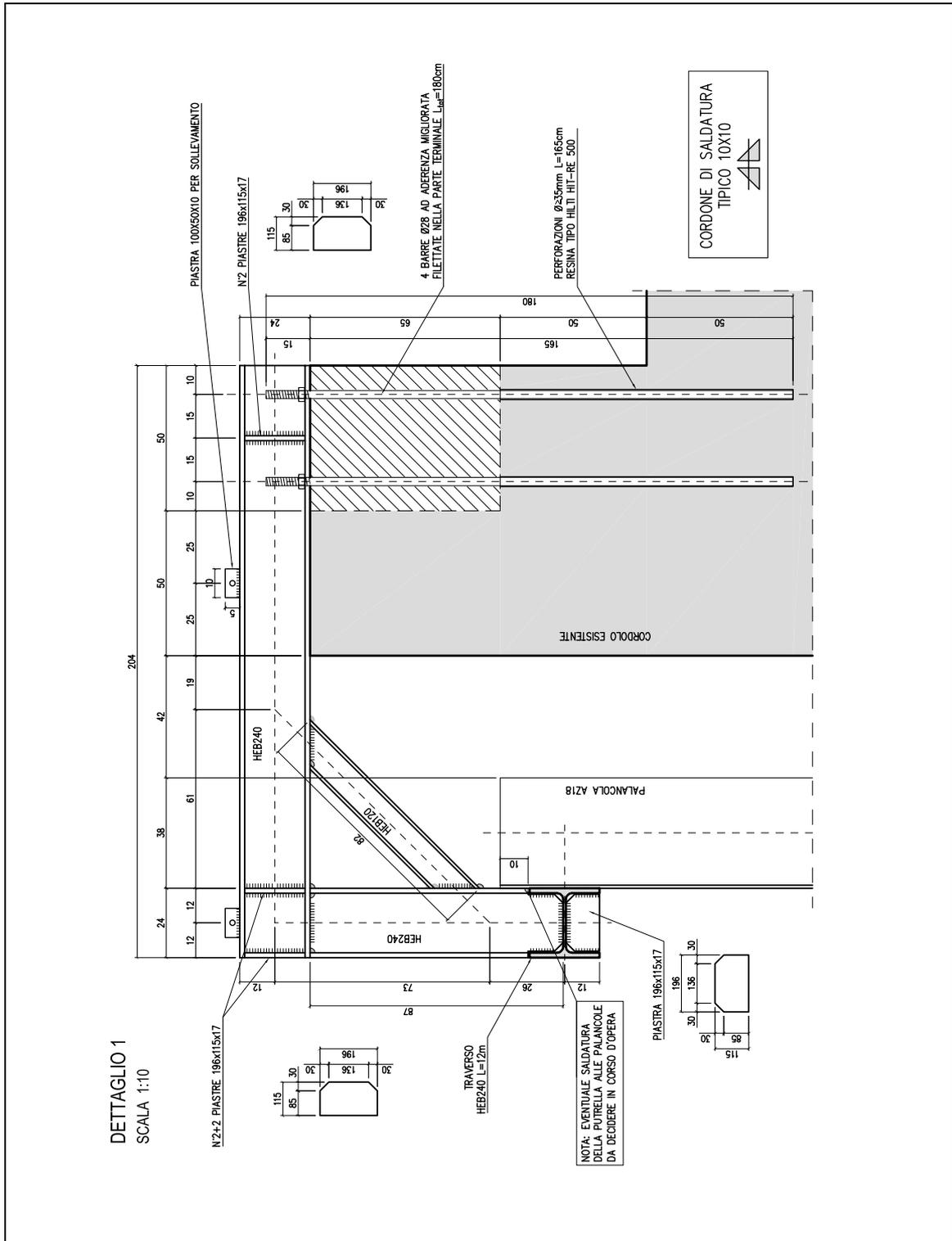


Figura 14.3: Sezione dettagliata del sistema di puntellamento provvisorio

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 45 di 56
---	--	--

Come visibile nelle precedenti figure la trave orizzontale (HEB240) di lunghezza complessiva pari a 12 m presenta due sbalzi alle estremità di lunghezza pari a 2.35 m, e una campata centrale lunga 7.30 m. I montanti verticali (HEB240) sono alti 0.99 m, le travi orizzontali superiori (HEB240) 2.04 m e le diagonali (HEB120) 1.04 m.

Il telaio metallico è stato modellato realizzando un modello agli elementi finiti con il software SAP2000 v. 12.0.0, utilizzando per i vari bracci del telaio elementi *frame*; uno schema semplificato del telaio metallico è visibile in Figura 14.4.

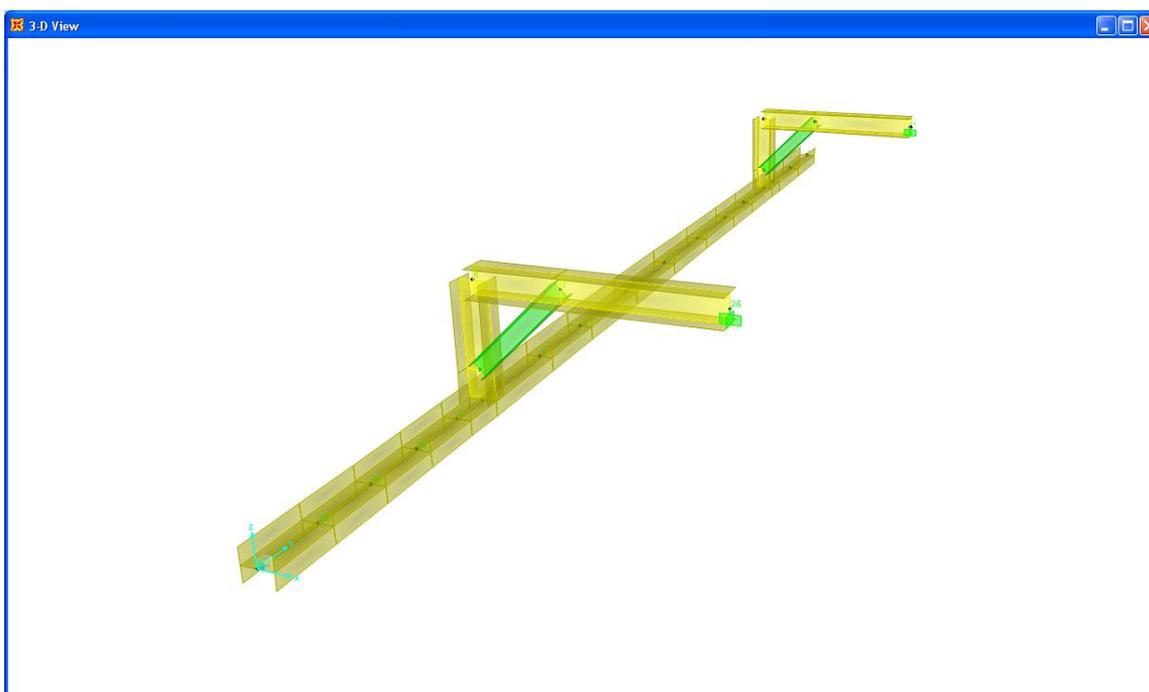


Figura 14.4: Vista 3D del modello complessivo del telaio metallico

Le travi orizzontali superiori del telaio metallico provvisorio sono assicurate al muretto esistente ciascuna attraverso n. 4 barre ϕ 28 ancorate con resina tipo Hilti HIT-RE 500; il sistema di vincolamento è quindi schematizzato con due incastri.

L'unica azione sollecitante sul telaio metallico (a parte il peso proprio degli elementi metallici) è costituita dalla spinta esercitata dal calcestruzzo in fase di getto, stimata pari a 15 kN/m, applicata uniformemente lungo la trave orizzontale e visibile in Figura 14.5.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 46 di 56
---	--	--

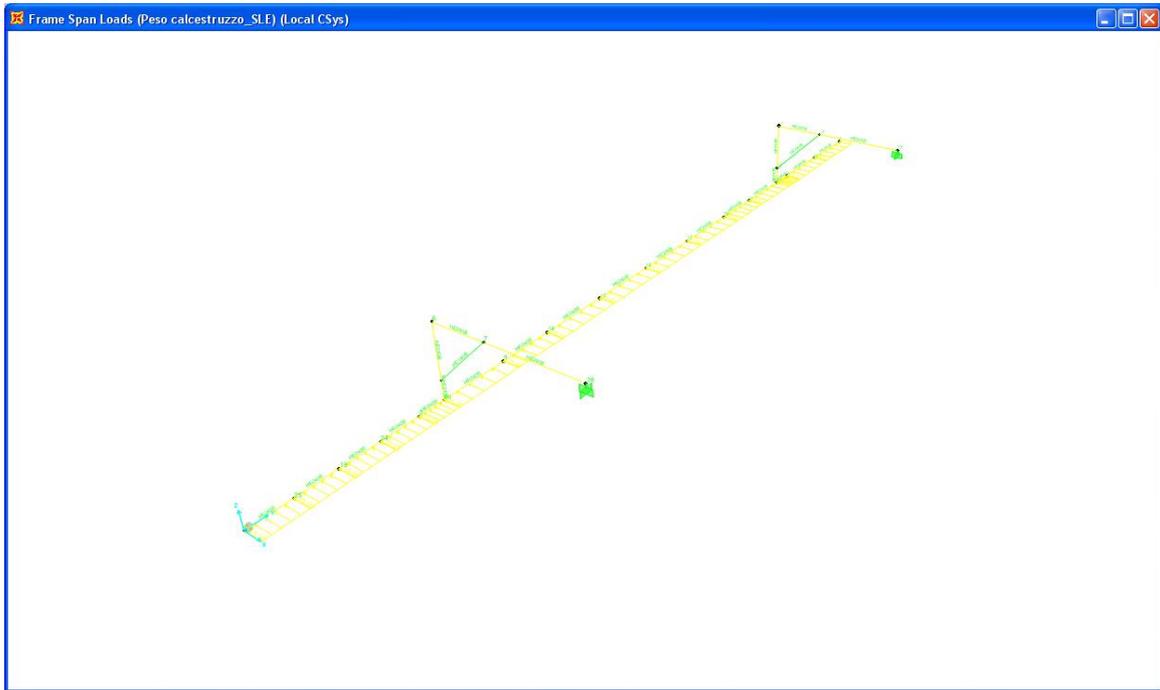


Figura 14.5: Carico agente sul telaio metallico

I momenti flettenti e i tagli agenti sul sistema di puntellamento provvisorio sono visibili in Figura 14.6 e Figura 14.7. In Figura 14.8 è visibile la deformata del telaio metallico sotto il carico applicato pari a 15 kN/m.

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 47 di 56
---	--	--

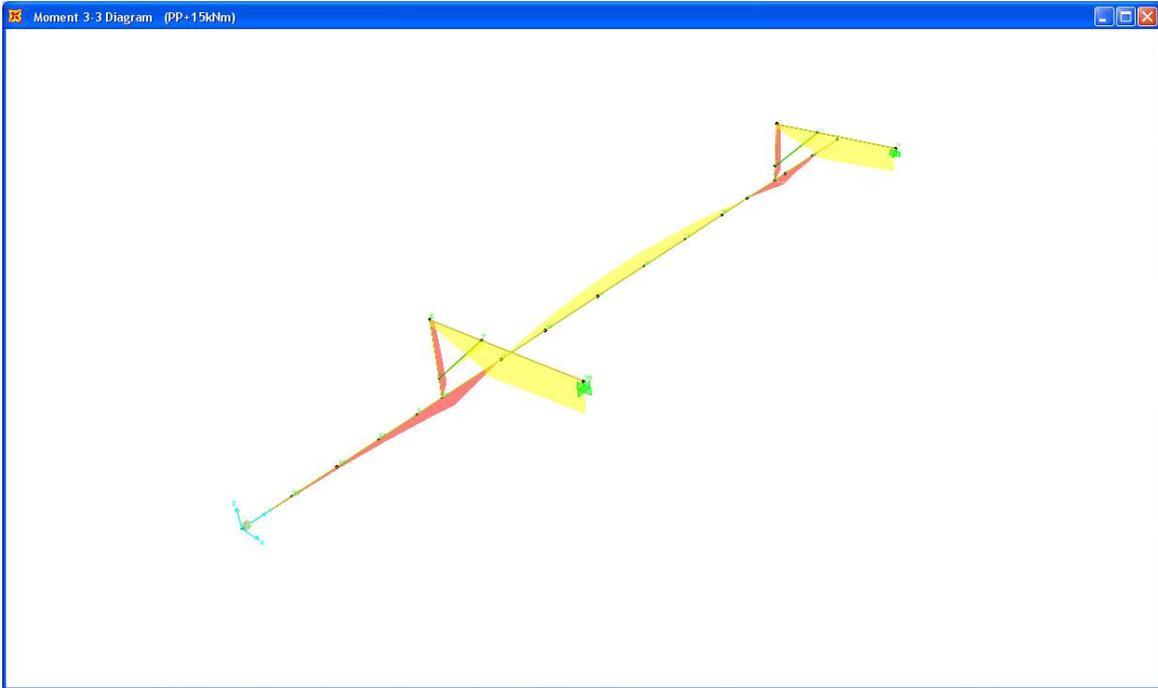


Figura 14.6: Momenti flettenti agenti sul telaio metallico

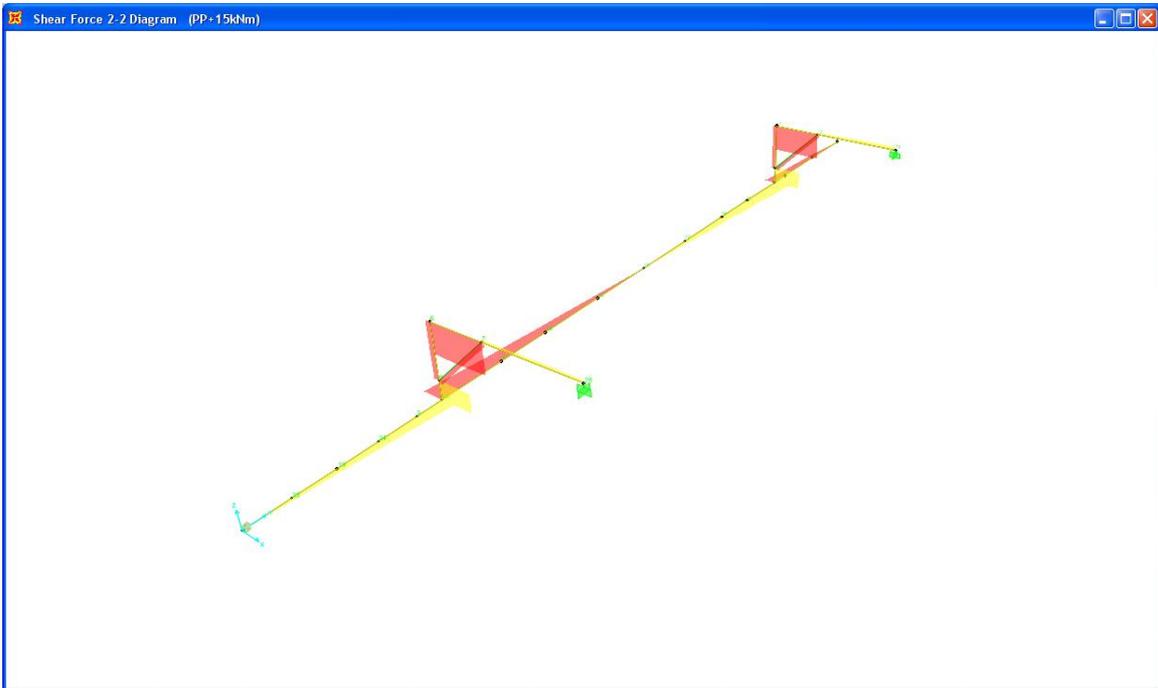


Figura 14.7: Tagli agenti sul telaio metallico

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 48 di 56
---	--	--

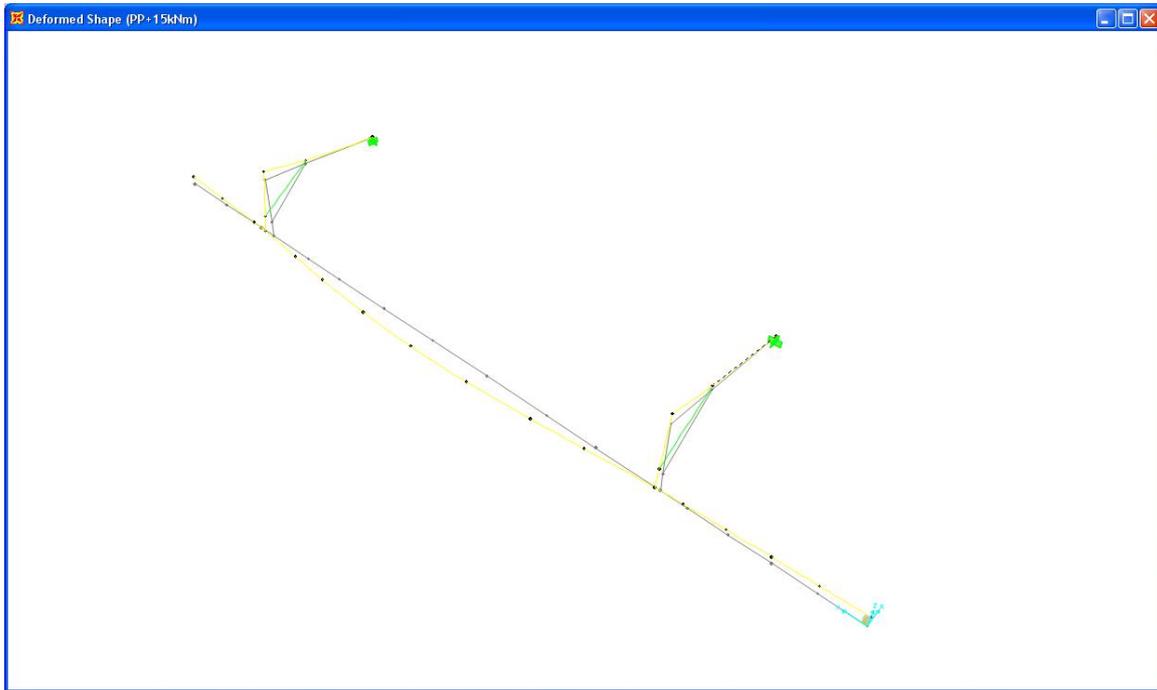


Figura 14.8: Deformata del telaio metallico

14.1. Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle membrature viene condotta in campo elastico, in riferimento al criterio riportato al par. 4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008:

$$(\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$$

Dove:

σ valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame;

τ valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame.

Trave HEB240 orizzontale inferiore L = 12 m

I massimi momento e taglio registrati in corrispondenza della trave HEB240 sono pari a:

M = 57 kNm in corrispondenza della campata della trave orizzontale;
 V = 54.75 kN in corrispondenza del nodo di collegamento tra la trave
 orizzontale e i montanti verticali.

Cautelativamente si considerano agenti contemporaneamente nella stessa sezione il massimo taglio e momento flettente, le caratteristiche del profilo HEB240 sono riportate in Figura 14.9.

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato Acciaio/Cls Normativa: Altro ?

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per
 Wy
 ly
 g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{Oy}: 0 l_{Oz}: 0

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 160 B	42.6	160	160	8.00	13.00	15.00
HE 180 B	51.2	180	180	8.50	14.00	15.00
HE 200 B	61.3	200	200	9.00	15.00	18.00
HE 220 B	71.5	220	220	9.50	16.00	18.00
HE 240 B	83.2	240	240	10.00	17.00	21.00
HE 260 B	93.0	260	260	10.00	17.50	24.00

Plotta

HE 240 B

N_{by,Rd} [kN]: 3421 M_{cy,Rd} [kNm]: 356.0
 N_{bz,Rd} [kN]: 3421 M_{cz,Rd} [kNm]: 168.5
 V_{ply,Rd} [kN]: 648.8 V_{plz,Rd} [kN]: 1593

g (Kg/m): 83.2 h (mm): 240 r2 (mm): 0
 b (mm): 240 A (cm2): 106 iy (cm): 10.31 iz (cm): 6.08
 tw (mm): 10 ly (cm4): 11260 lz (cm4): 3923 IT (cm4): 102.7
 tf (mm): 17 Wy (cm3): 938.3 Wz (cm3): 326.9 Iw (cm6): 486900
 r1 (mm): 21 Wply (cm3): 1053 Wplz (cm3): 498.4

Classe Sezione
 Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche
 Presso Flessione
 Svergolamento

Figura 14.9: Caratteristiche del profilo HEB240

Le tensioni normali e tangenziali valgono rispettivamente:

$$\sigma = M/W_{el} = 57 \cdot 1000 / 938 = 60 \text{ MPa}$$

$$\tau = V/A_v = 54.75 \cdot 1000 / 3324 = 16.5 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza della trave orizzontale è soddisfatta essendo:

$$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = (60^2 + 3 \cdot 16.5^2)^{0.5} = 66 \text{ MPa} \leq f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}.$$

Trave HEB240 orizzontale superiore L = 2.04 m

I massimi momento e taglio registrati in corrispondenza della trave HEB240 sono pari a:

$$M = 84 \text{ kNm}$$

$$V = 81.3 \text{ kN}$$

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 50 di 56
---	--	--

Cautelativamente si considerano agenti contemporaneamente nella stessa sezione il massimo taglio e momento flettente, le caratteristiche del profilo HEB240 sono riportate in Figura 14.9.

Le tensioni normali e tangenziali valgono rispettivamente:

$$\sigma = M/W_{el} = 84 \cdot 1000 / 938 = 89.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = V/A_v = 81.3 \cdot 1000 / 3324 = 25 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza della trave orizzontale superiore è soddisfatta essendo:

$$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = (89^2 + 3 \cdot 25^2)^{0.5} = 99 \text{ MPa} \leq f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}.$$

Diagonali HEB120

I massimi momento e taglio registrati in corrispondenza del diagonale HEB120 sono pari a:

$$M = 11.5 \text{ kNm}$$

$$V = 11 \text{ kN}.$$

Le caratteristiche del profilo HEB120 sono riportate in Figura 14.10.

Figura 14.10: Caratteristiche del profilo HEB120

Le tensioni normali e tangenziali valgono rispettivamente:

$$\sigma = M/W_{el} = 11.5 \cdot 1000 / 144.1 = 79.8 \text{ MPa}$$

$$\tau = V/A_v = 11 \cdot 1000 / 1096.5 = 10.03 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza della trave orizzontale è soddisfatta essendo:

$$(\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = (79.8^2 + 3 \cdot 10^2)^{0.5} = 81.7 \text{ MPa} \leq f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}.$$

14.2. Verifica di deformabilità della trave orizzontale

La deformazione della trave orizzontale di lunghezza pari a 12 m va controllata per evitare che una eccessiva deflessione danneggi il palancolato metallico.

Dal modello agli elementi finiti si deduce che la massima deflessione orizzontale, in campata, è pari a 1.9 cm, rapportando tale valore alla luce della campata stessa si ottiene il seguente valore:

$$1.9/730 = 1/384$$

Si ritiene che tale deflessione sia accettabile.

14.3. Verifica della sezione di ancoraggio del telaio metallico provvisorio

Il telaio metallico provvisorio viene assicurato al muretto esistente con barre M28 ad aderenza migliorata filettate nella parte terminale e annegate in resina tipo Hilti HIT-RE500.

Il sistema di ancoraggio viene verificato considerando le sollecitazioni agenti in corrispondenza dell'incastro del telaio sulla piastra di dimensioni 50 cmx50 .
In Figura 14.11 e Figura 14.12 si riporta la verifica di resistenza a flessione sulla sezione di ancoraggio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 50x50cm

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione di ancoraggio del telaio provvisorio

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	50	1	12.32	40
			2	12.32	10

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	84	84	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Materiali

B450C	C20/25
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 11.33
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.5333
	τ_{c1} 1.686

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

M_{xRd} 171.5 kN m

σ_c -11.33 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 10.25 ‰

d 40 cm

x 10.18 x/d 0.2545

δ 0.7581

N° rett. 100

L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 14.11: Verifica di resistenza a M>0

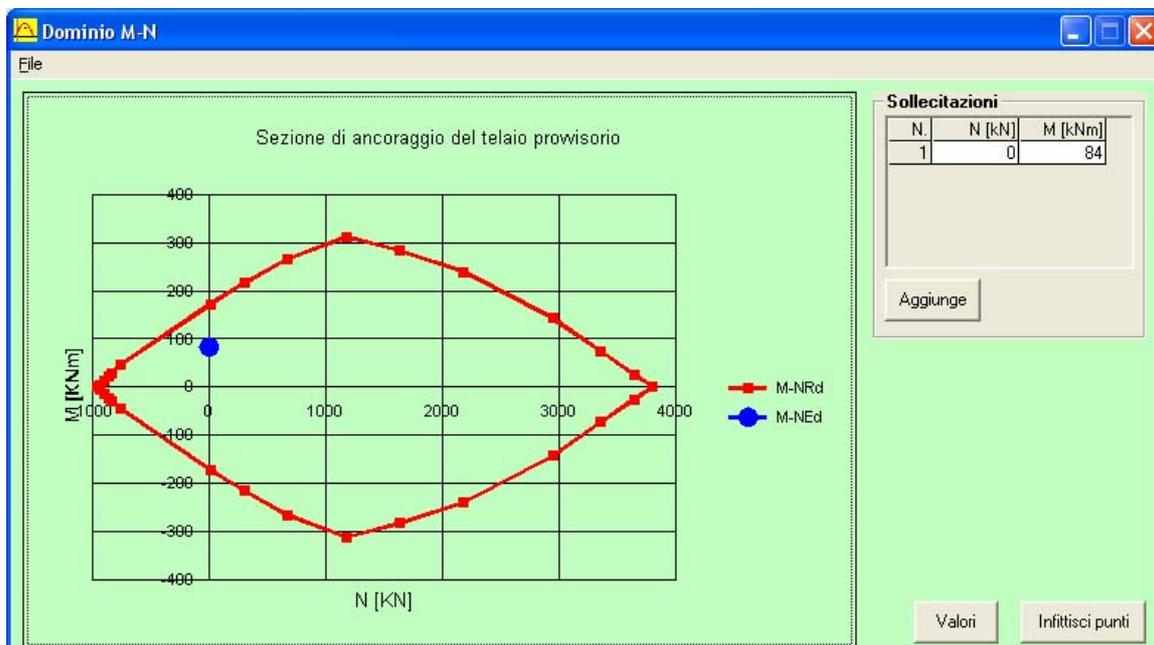


Figura 14.12: Dominio di rottura

La verifica di resistenza a flessione è soddisfatta essendo:

$$M_{sd} = 84 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 171.5 \text{ kNm}$$

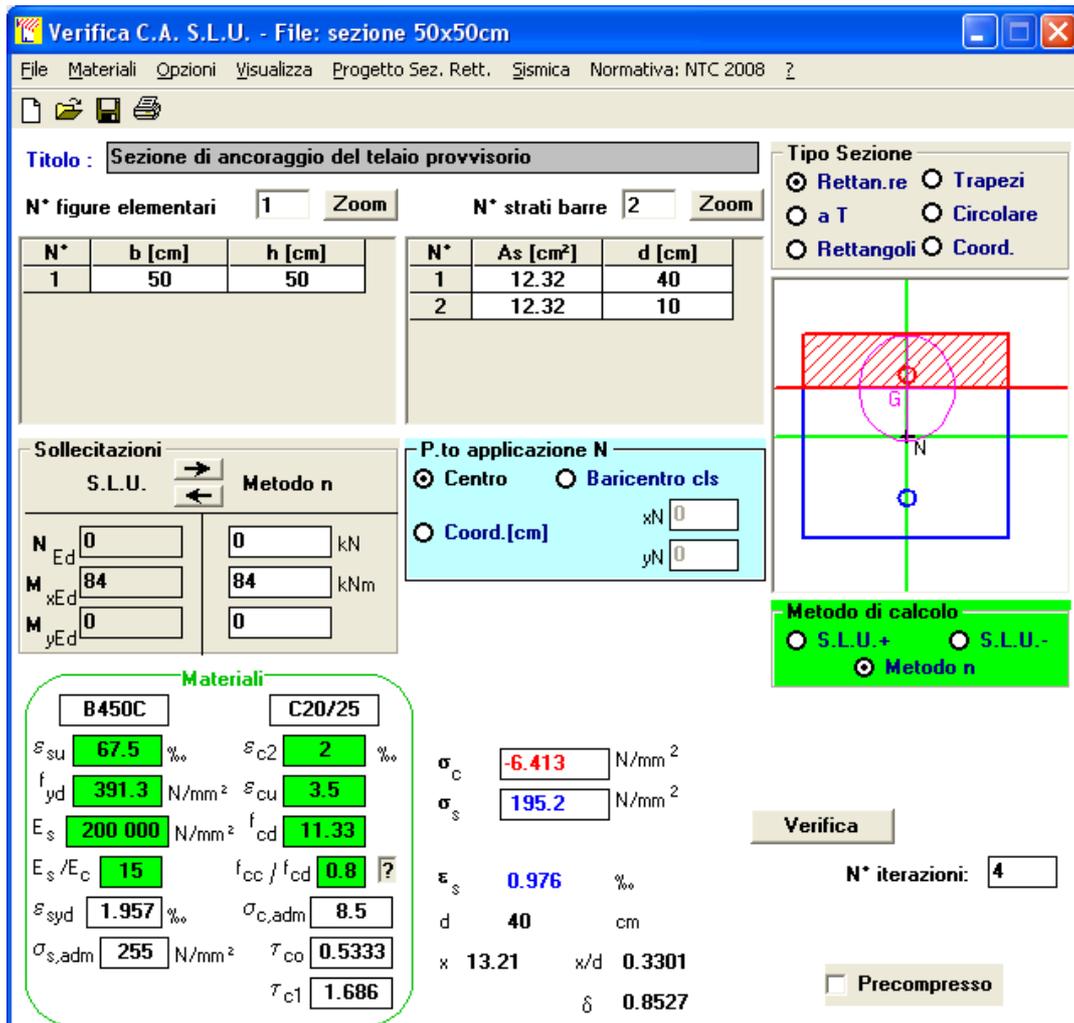


Figura 14.13: Calcolo delle tensioni nelle barre M28

La massima trazione cui sono soggette le barre M28 è pari a:

$$N_{sd} = \sigma_{smax} * \pi * \Phi^2 / 4 / 2 = 195.2 * \pi * 28^2 / 4 / 2 / 1000 = 60 \text{ kN}.$$

Le barre M28 sono in grado di assorbire un carico di trazione massimo pari a:

$$N_{Rd} = 143.9 \text{ kN}.$$

In base a quanto riportato nel catalogo Hilti per gli ancoranti chimici ad iniezione HIT-RE500 con barre ad aderenza migliorata. Quindi la verifica a sfilamento delle barre è soddisfatta dal momento che:

$$N_{sd} = 60 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 143.9 \text{ kN}$$

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1°Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 55 di 56
---	---	--

La sezione di ancoraggio del telaio metallico provvisorio va anche verificata nei confronti del taglio, si riporta il calcolo eseguito in maniera tabellare:

Tabella 14.1: Verifica di resistenza al taglio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	500	[mm]
Copriferro	d'	100	[mm]
Altezza utile della sezione	d	400	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	28	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1232	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	28	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1232	[mm ²]
DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
Resistenza offerta dal calcestruzzo teso (Resistenza per elementi senza armatura a taglio)			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	81.3	[kN]
Azione di compressione media nella sezione	N_{Ed}	0	[kN]
Area della sezione di cls	A_c	250000	[mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0	[MPa]
		0	[MPa]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.71	[-]
		1.71	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ	0.006158	[-]
		0.006158	[-]
<p>figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)</p> <p>Legenda</p> <p>A Sezione considerata</p>			
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	95.78	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	71.12	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	95.78	[kN]

Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1°Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 56 di 56
---	---	--

15. CONCLUSIONI

Gli interventi proposti soddisfano le verifiche di resistenza previste dalla normativa vigente sia per i casi statici che sismici. Inoltre per adeguare l'opera all'approfondimento del fondale a -14.50 m è sufficiente integrarla con dei tiranti avendo già dimensionato le restanti parti per questa situazione.

E' da osservare che avendo previsto sulla banchina un solettone su pali è garantita la possibilità dell'utilizzo di gru semoventi in quanto i carichi locali dovuti a questi mezzi sono trasferiti in profondità come carico assiale dei pali.

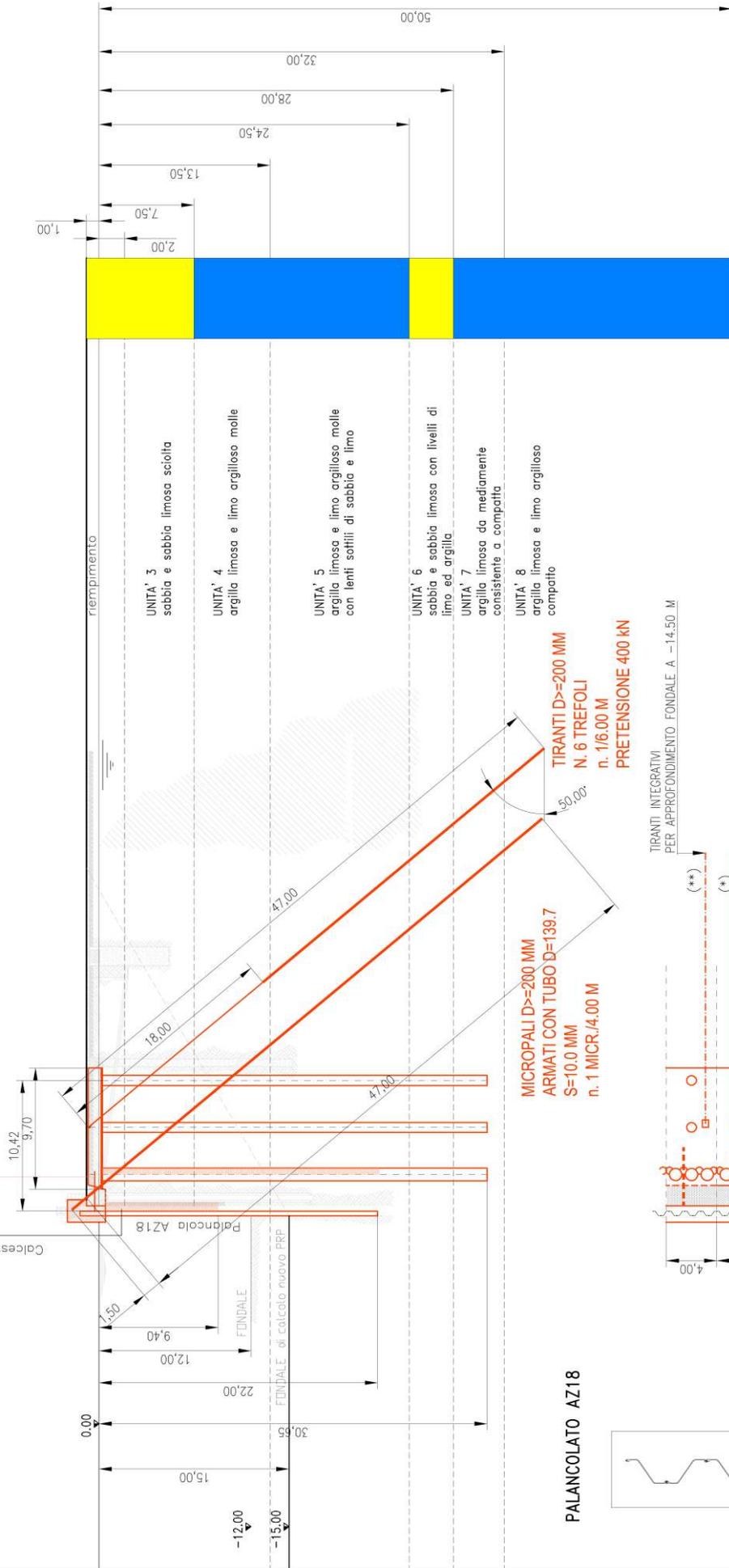
Autorità Portuale di Ravenna Direzione Tecnica	Relazione di calcolo Adeguamento banchine operative "1° Stralcio 1° Lotto" Variante n.2	Rif:STR.B RelCalcolo Rev.3.doc Data: 26/05/10 Pag.: 57 di 56
---	--	--

FIGURE da 1 a 57

SEZIONE TIPO VARIANTE

N. 2 SPINOTTI / 4.00 M

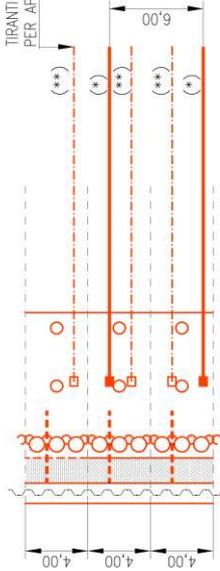
Calcestruzzo di riempimento



PALANCOLATO AZ18



TIRANTI INTEGRATIVI PER APPROFONDIMENTO FONDALE A -14.50 M



* Tirante a 6 trefoli, i(medio) = 6.00 m in accordo a UNI EN1537
 ** Tirante integrativi per l'eventuale approfondimento a -14.50 m N.1/4 m

FIG. 1:
SEZIONE TIPO

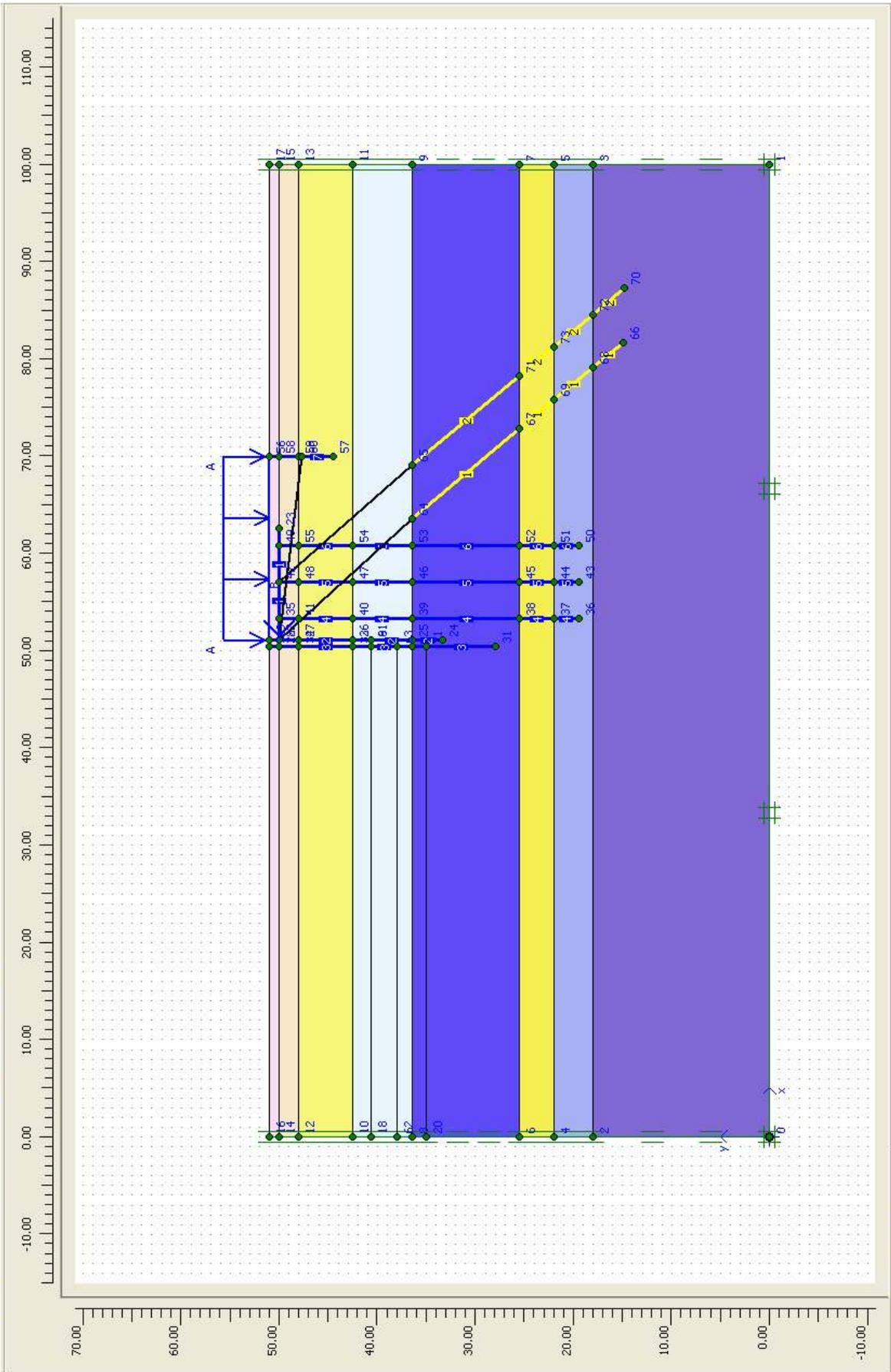


FIG. 2
Fondale a -12.00 m
Modello ad elementi finiti

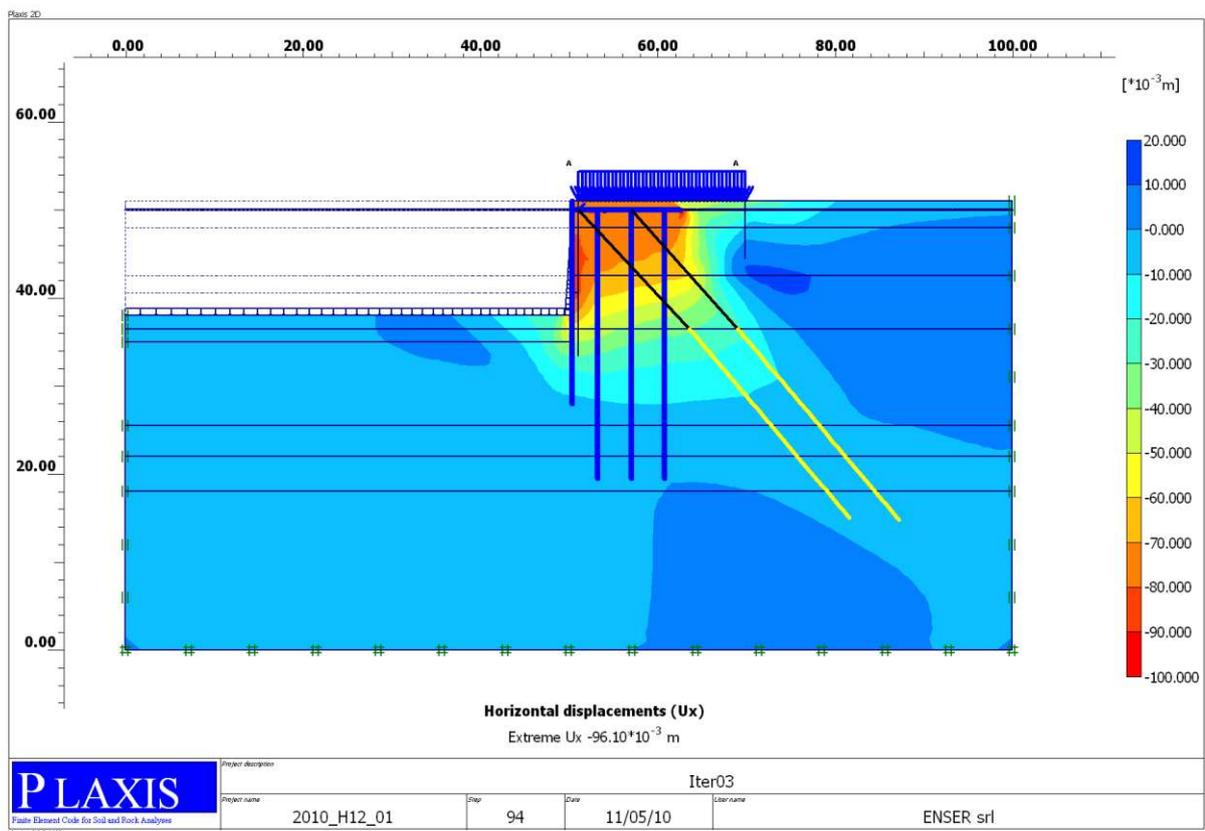
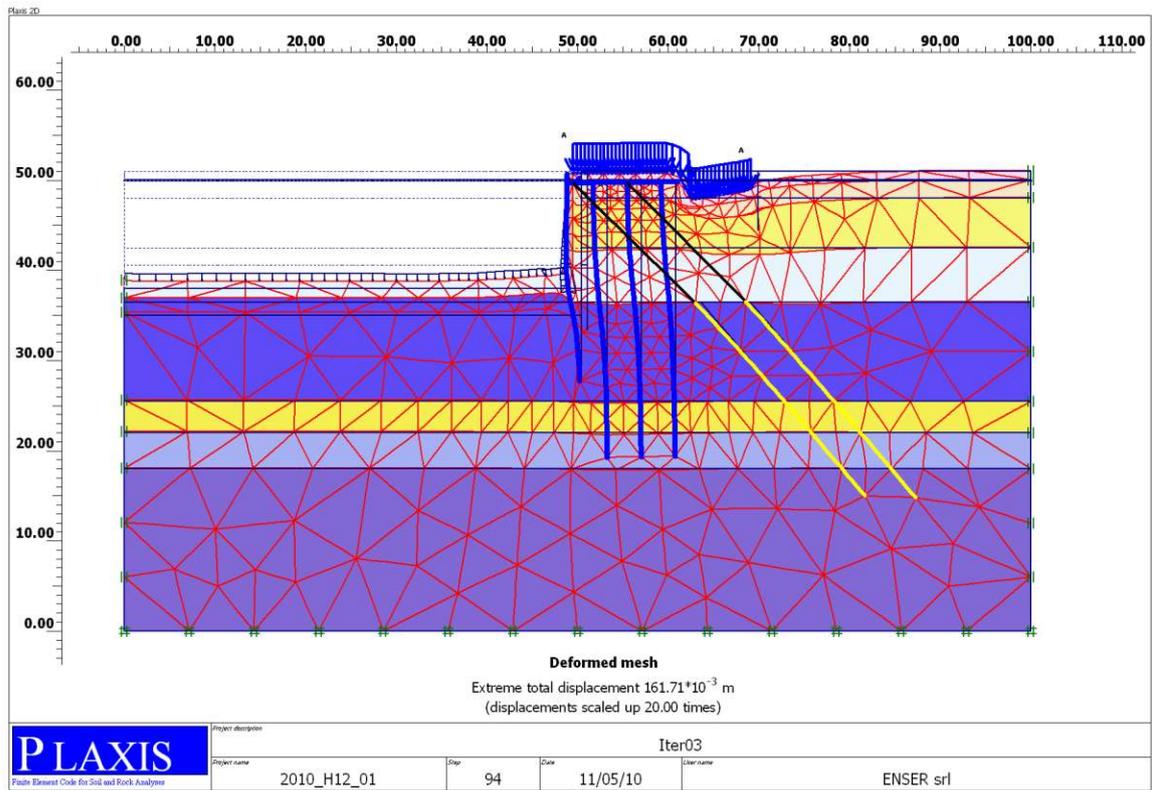


FIG. 3
Fondale a -12.00 m_Caso 1
Rappresentazione del campo di spostamenti

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3

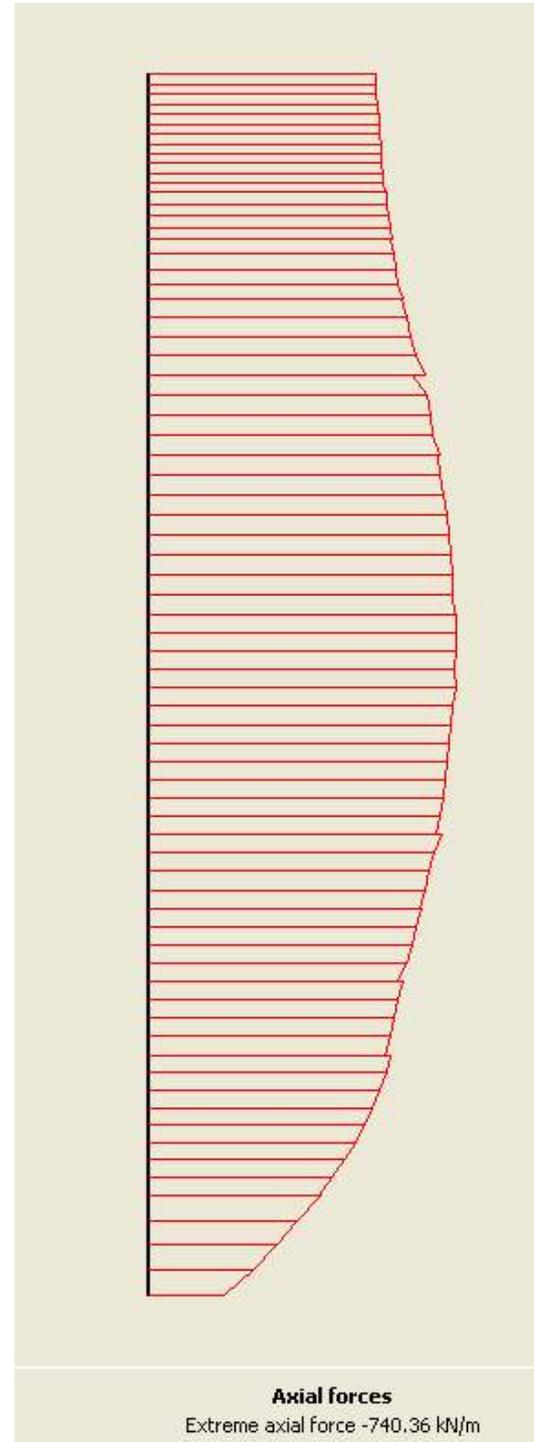
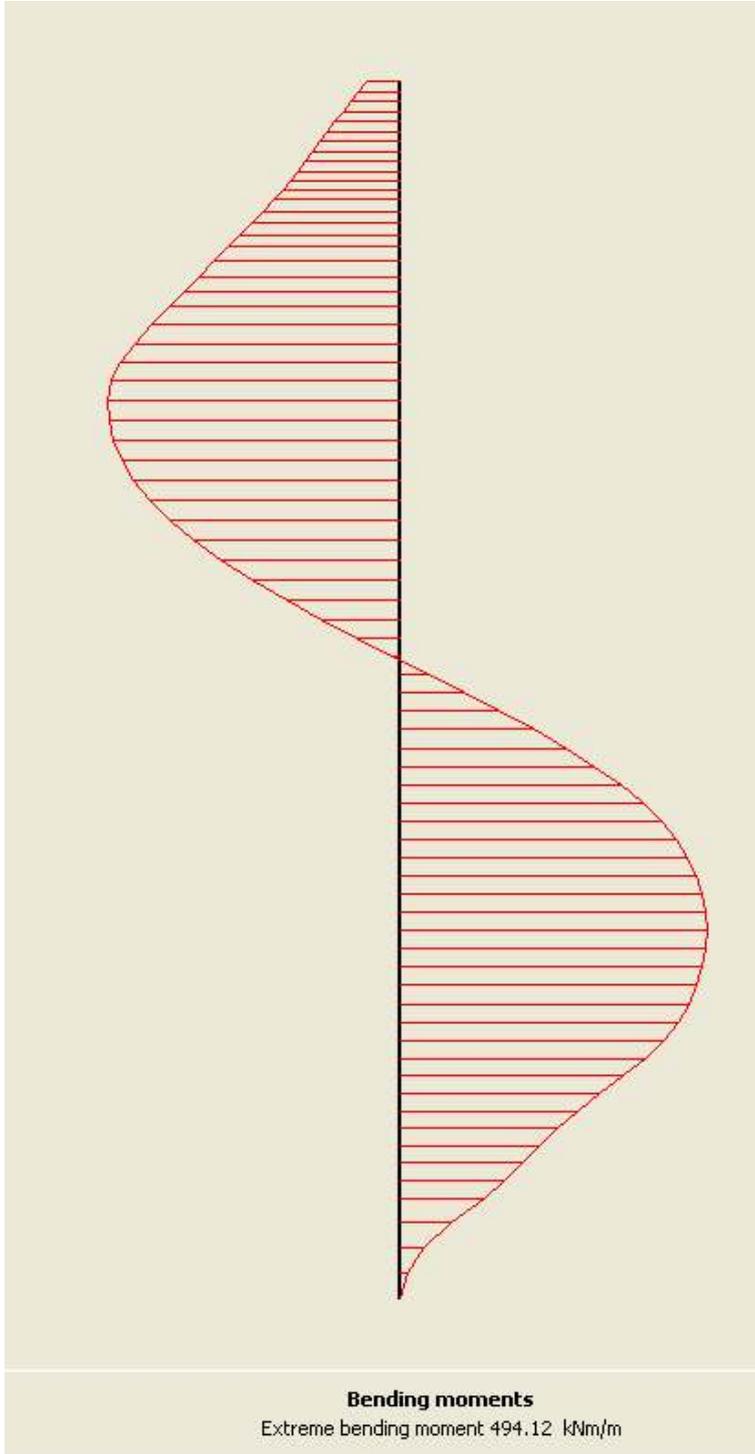


FIG. 4
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Pali fila 1
Sollecitazioni

Sollecitazioni a metro lineare da moltiplicare per il coefficiente 1.3

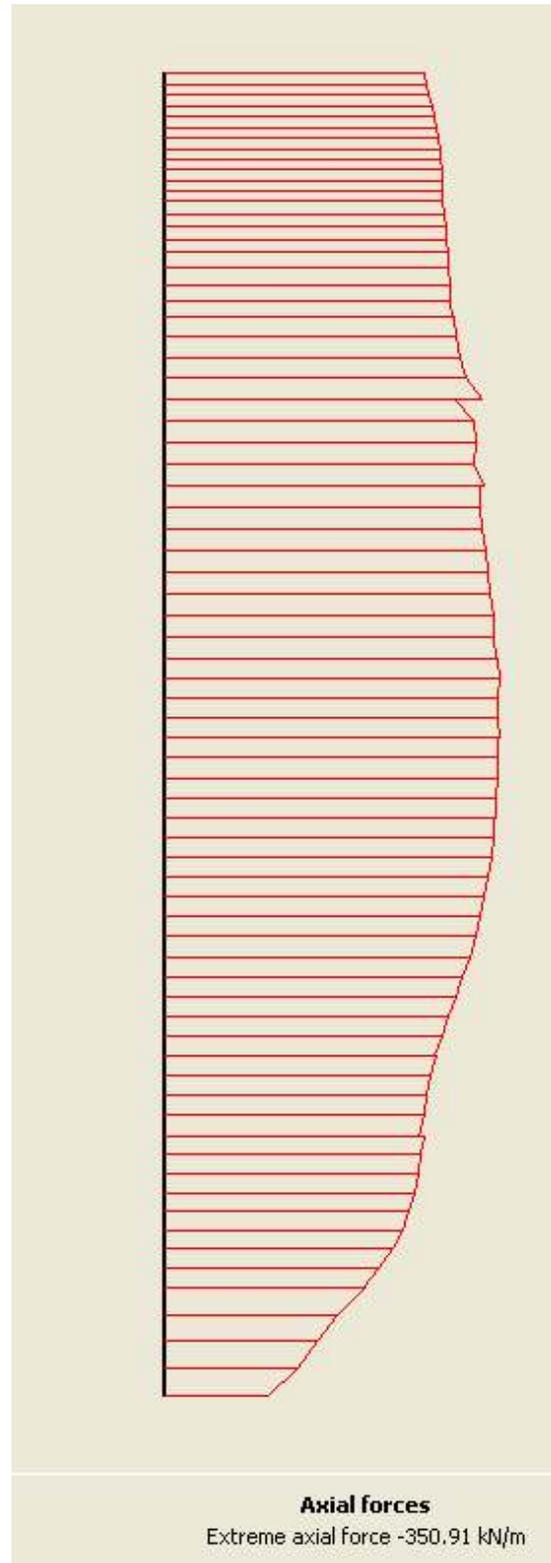
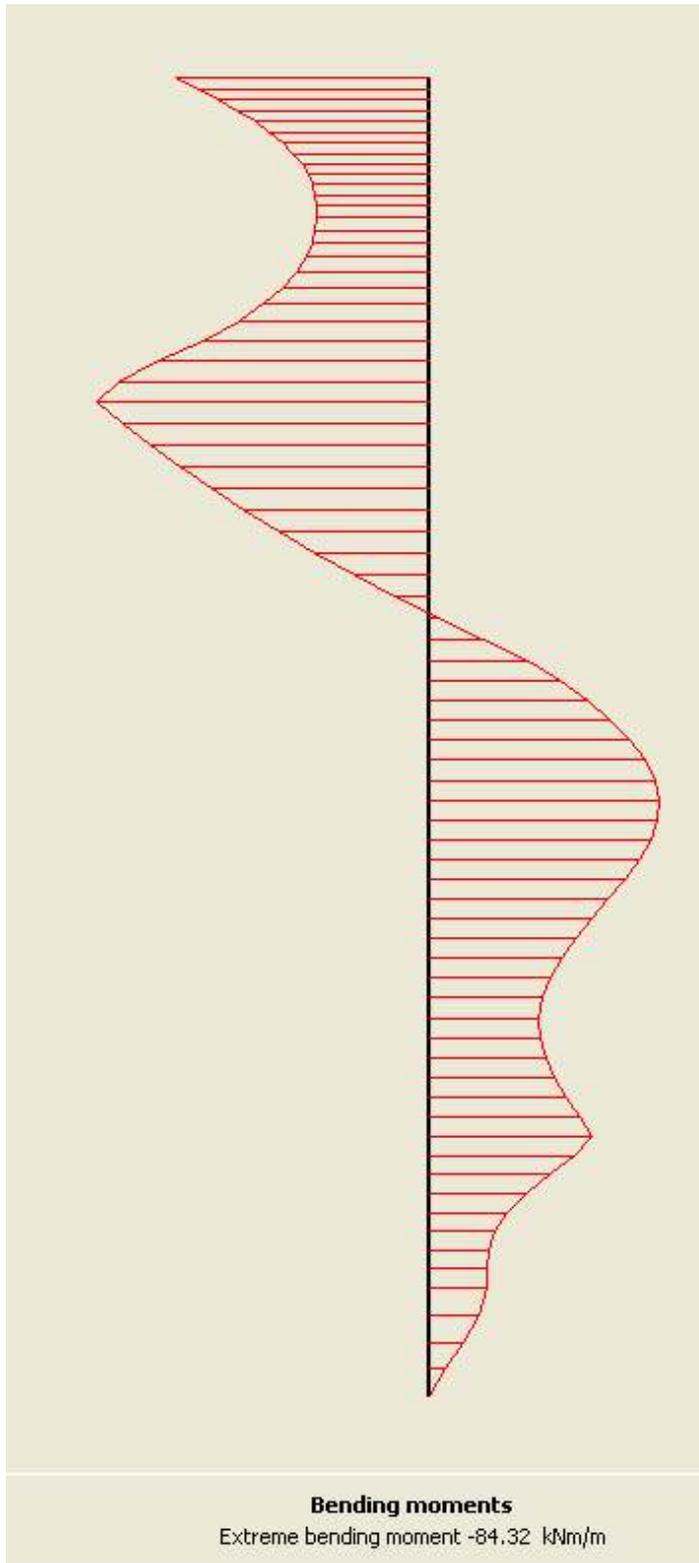


FIG. 5
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Pali fila 2
Sollecitazioni

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3

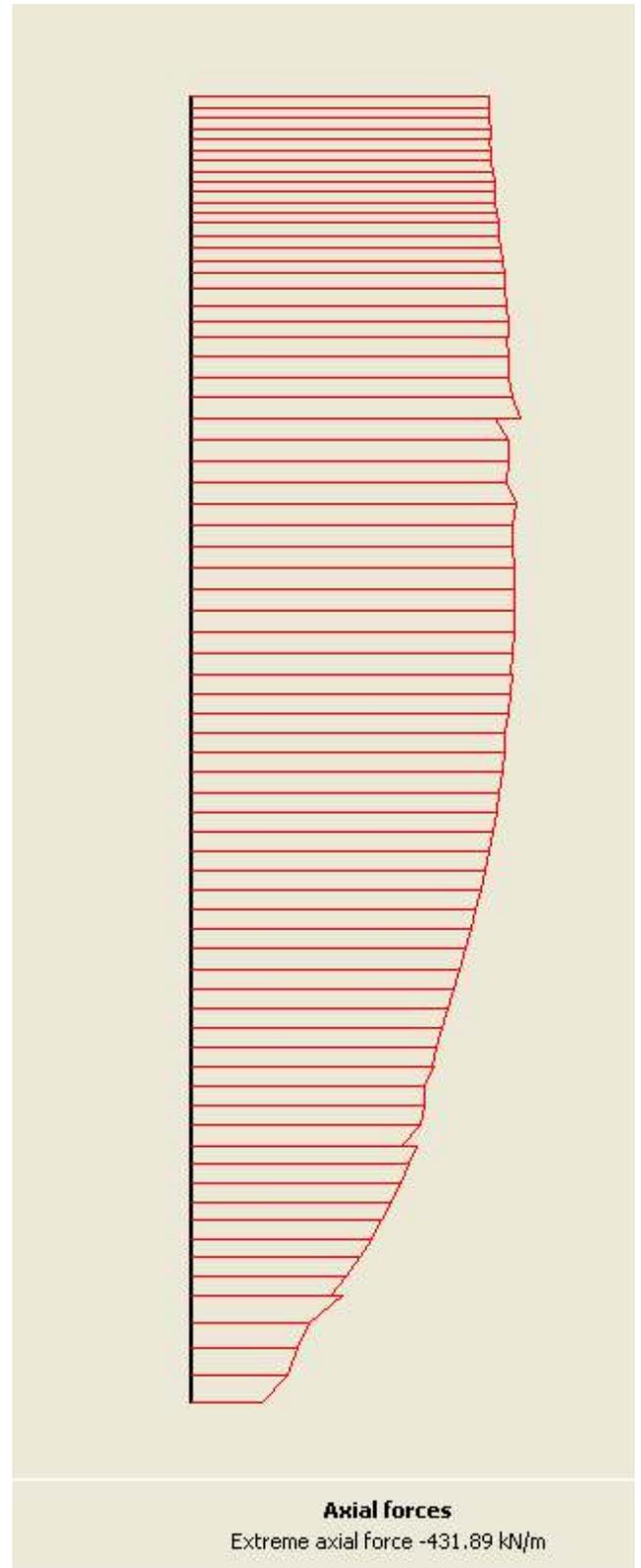
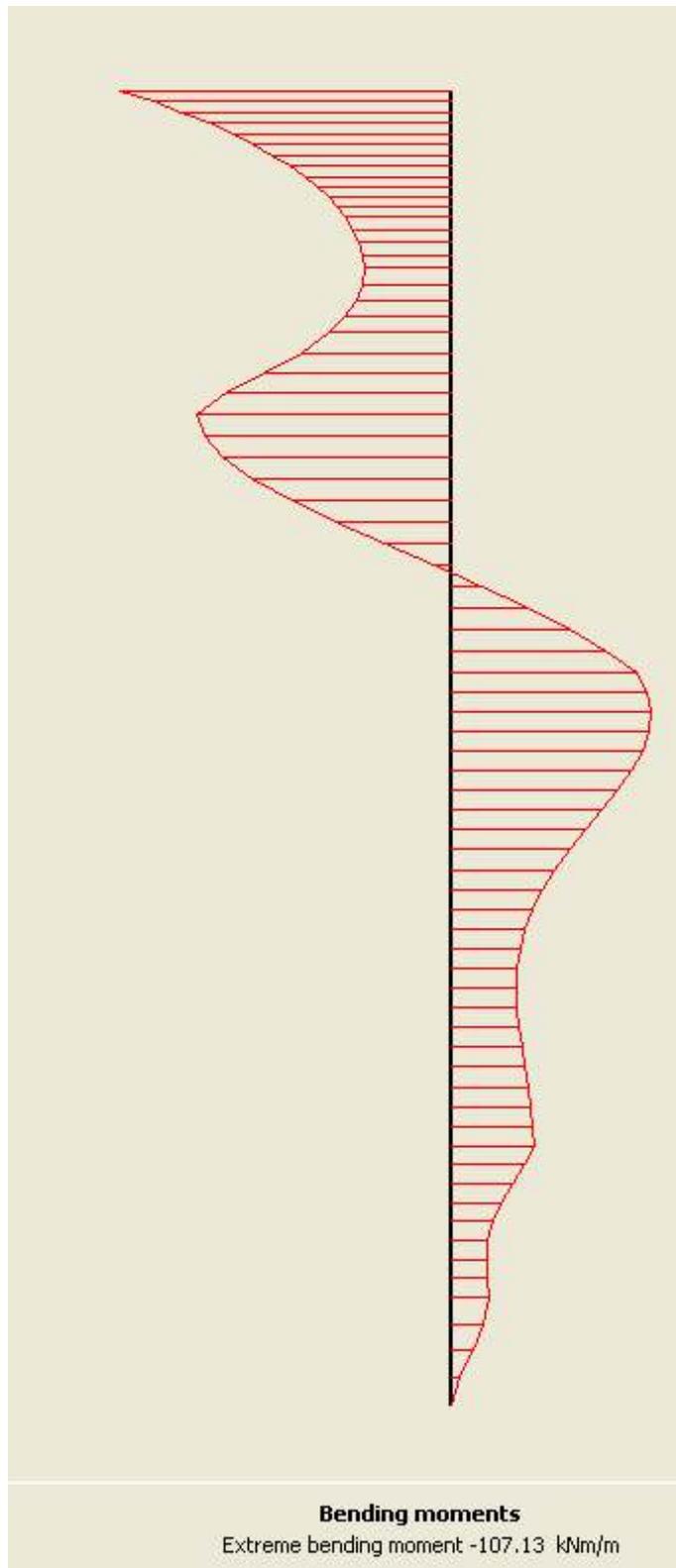
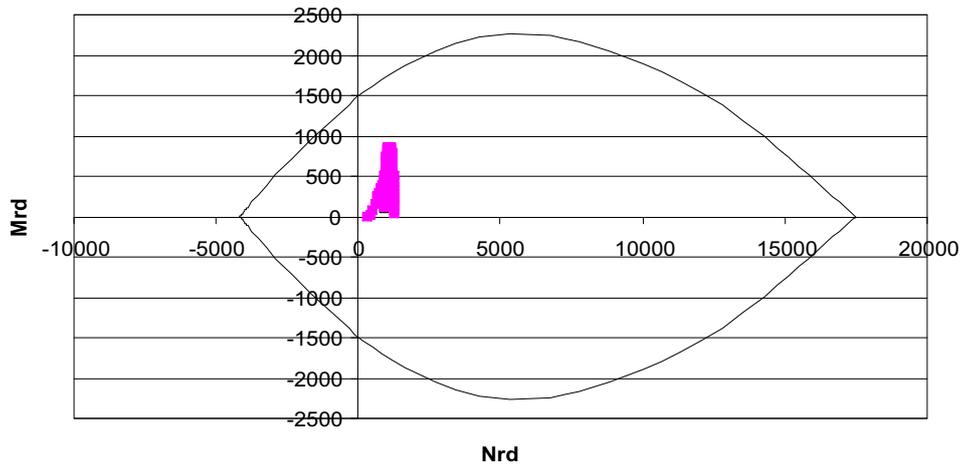


FIG. 6
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Pali fila 3
Sollecitazioni

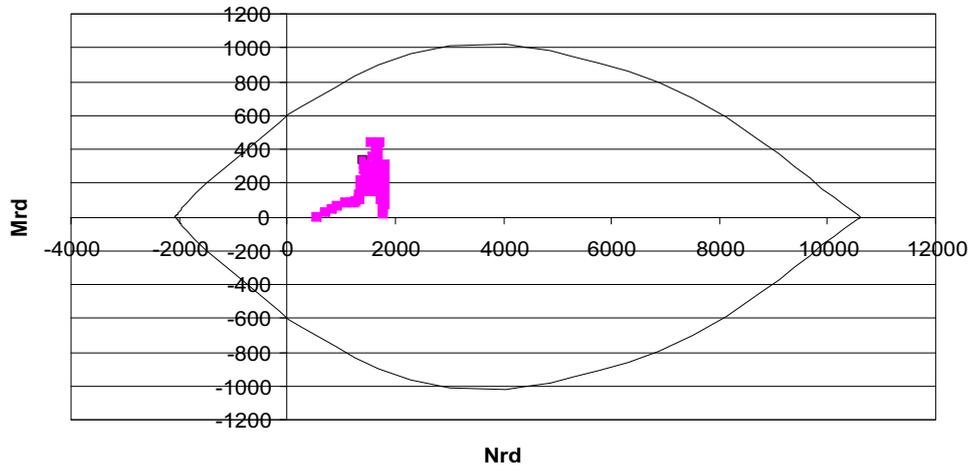
A) Pali fila 1

**Dominio di rottura
palo D=1000 mm, 20d26**



B) Pali fila 2

**Dominio di rottura
palo D=800 mm, 10d26**



C) Pali fila 3

**Dominio di rottura
palo D=800 mm, 10d26**

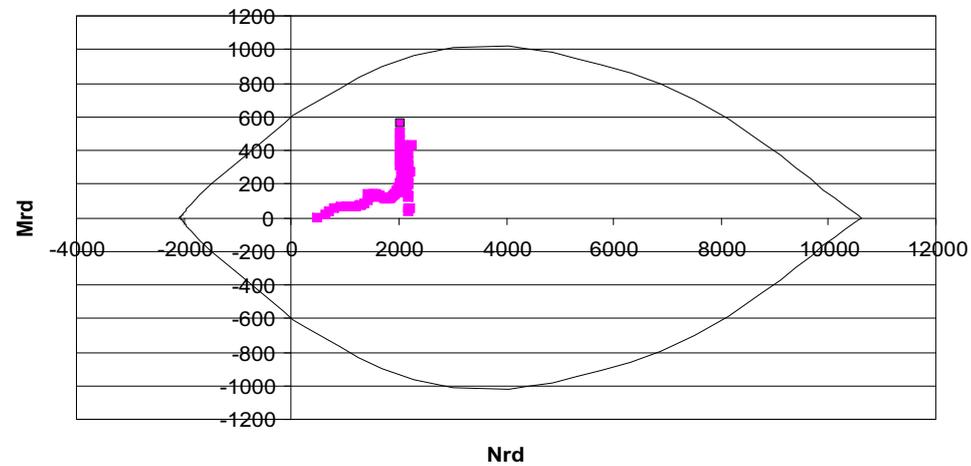
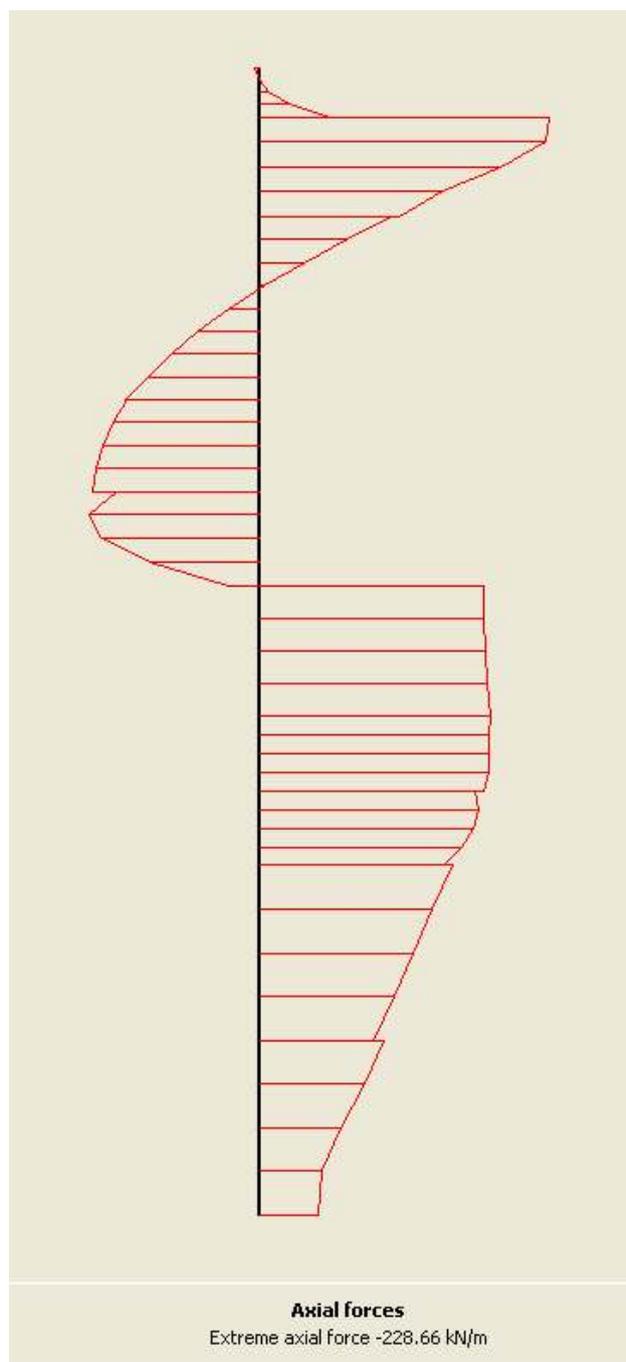
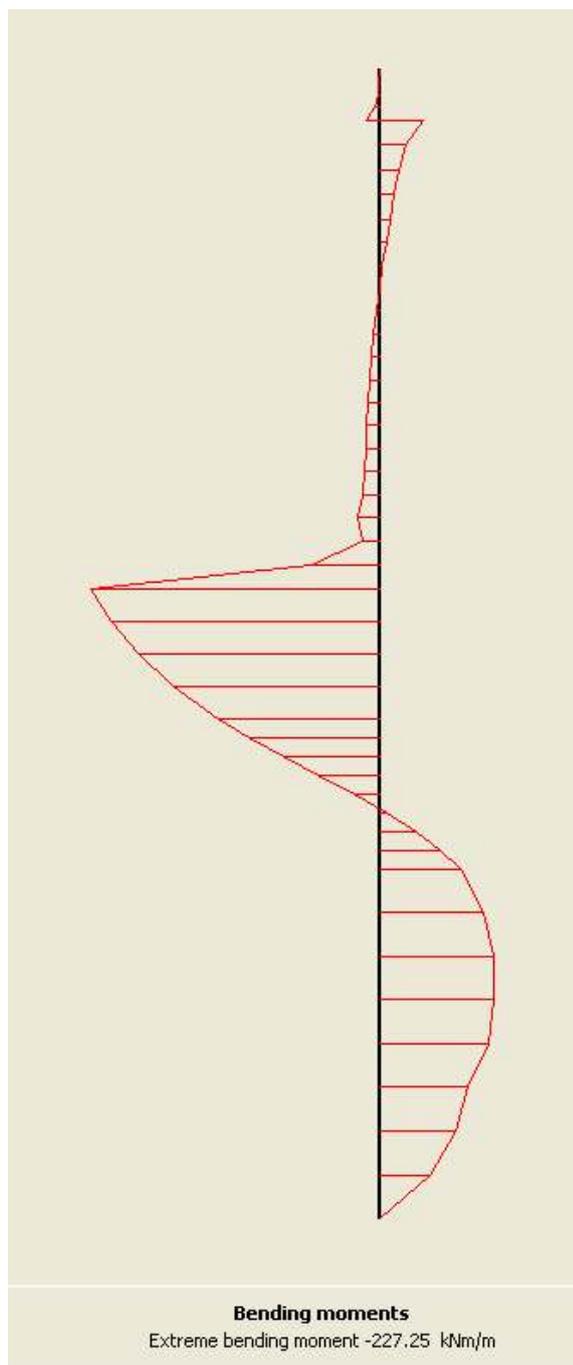


FIG. 7
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Pali file 1, 2, 3
Verifiche di resistenza

Sollecitazioni a metro lineare da moltiplicare per il coefficiente 1.3



T=0
Tensione massima: 179.5 N/mm²

T=50 anni
Tensione massima: 238.9 N/mm²

FIG. 8
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Palancola
Sollecitazioni e tensioni

Sollecitazioni a metro lineare da moltiplicare per il coefficiente 1.3

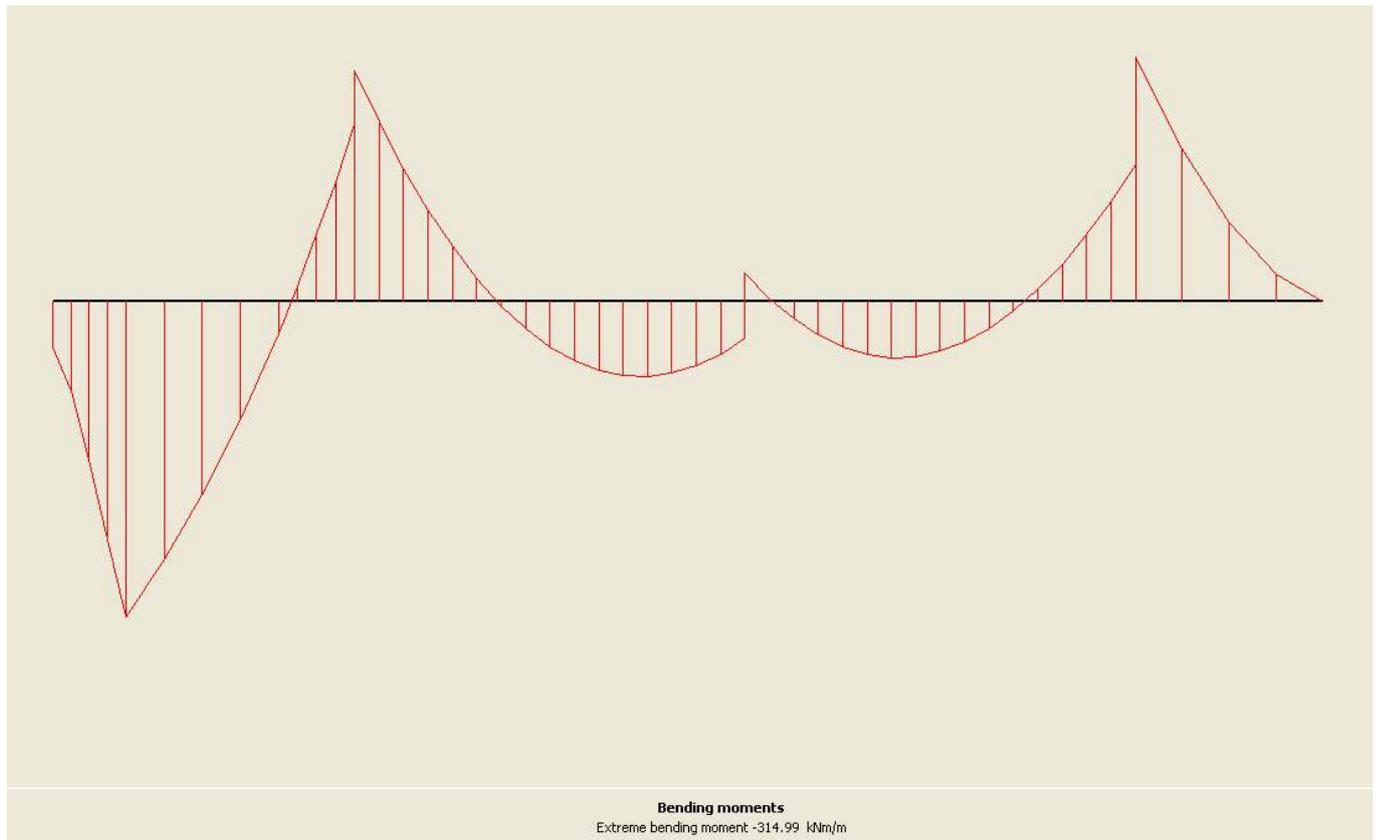


FIG. 9
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Soletta pali
Sollecitazioni

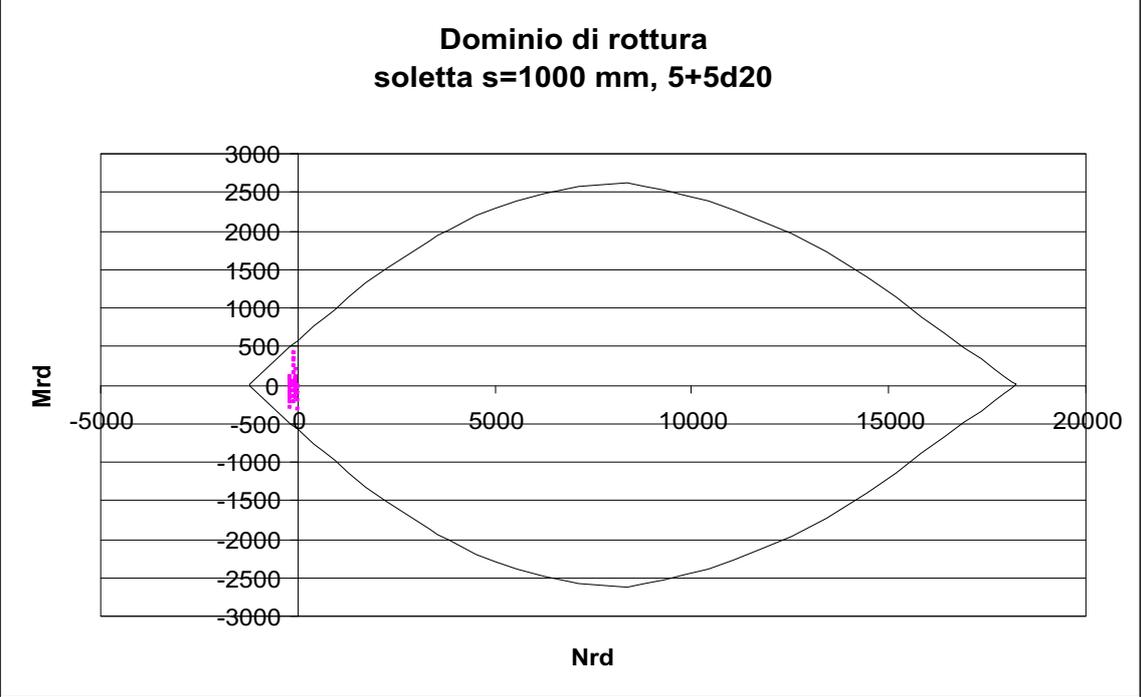
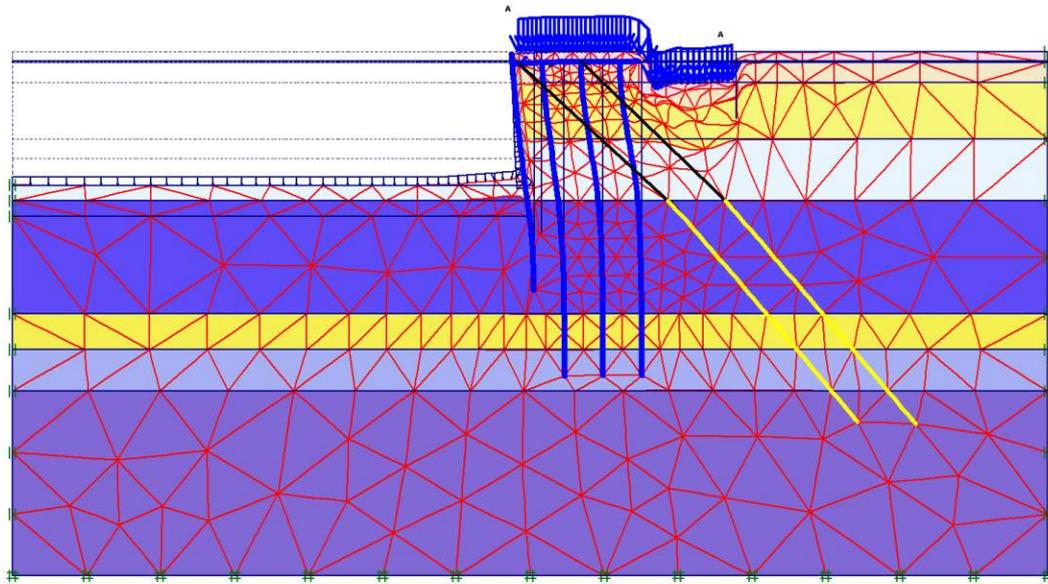


FIG. 10
Fondale a -12.00 m_Caso 1_Soletta pali
Verifiche di resistenza



Deformed mesh

Extreme total displacement $39.96 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 100.00 times)



Project description				Iter03	
Project name	Step	Date	User name		
2010_H12_01	383	11/05/10	ENSER srl		

FIG. 11
Fondale a -12.00 m_Caso 2
Rappresentazione del campo di spostamenti

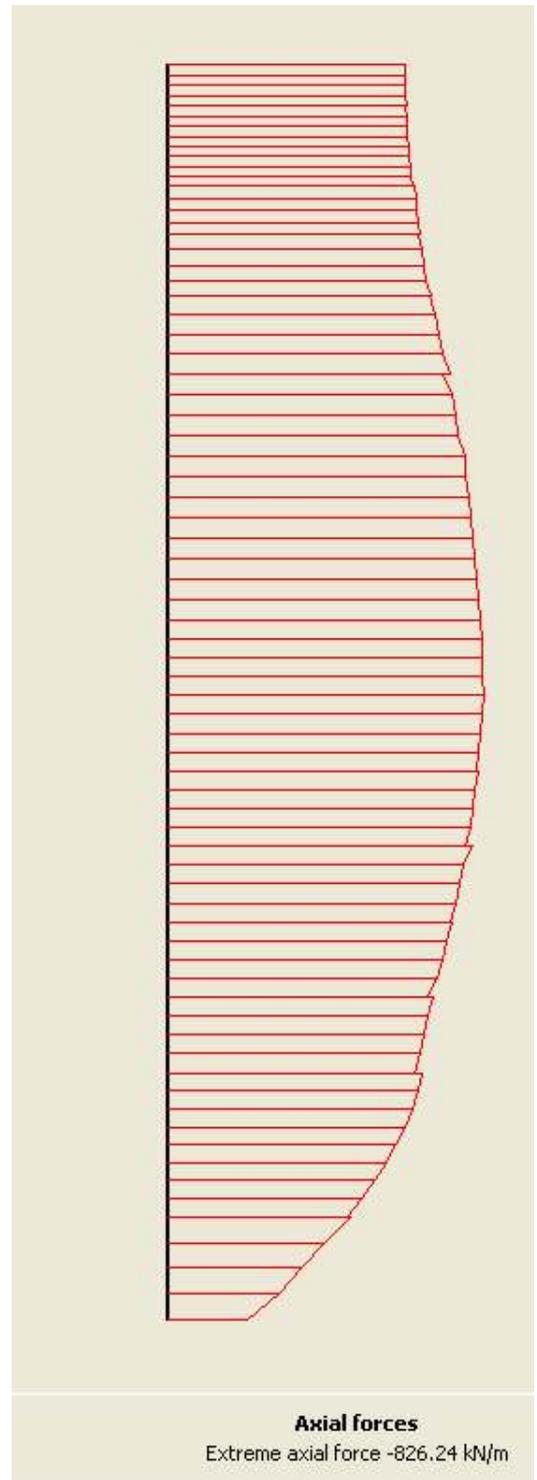
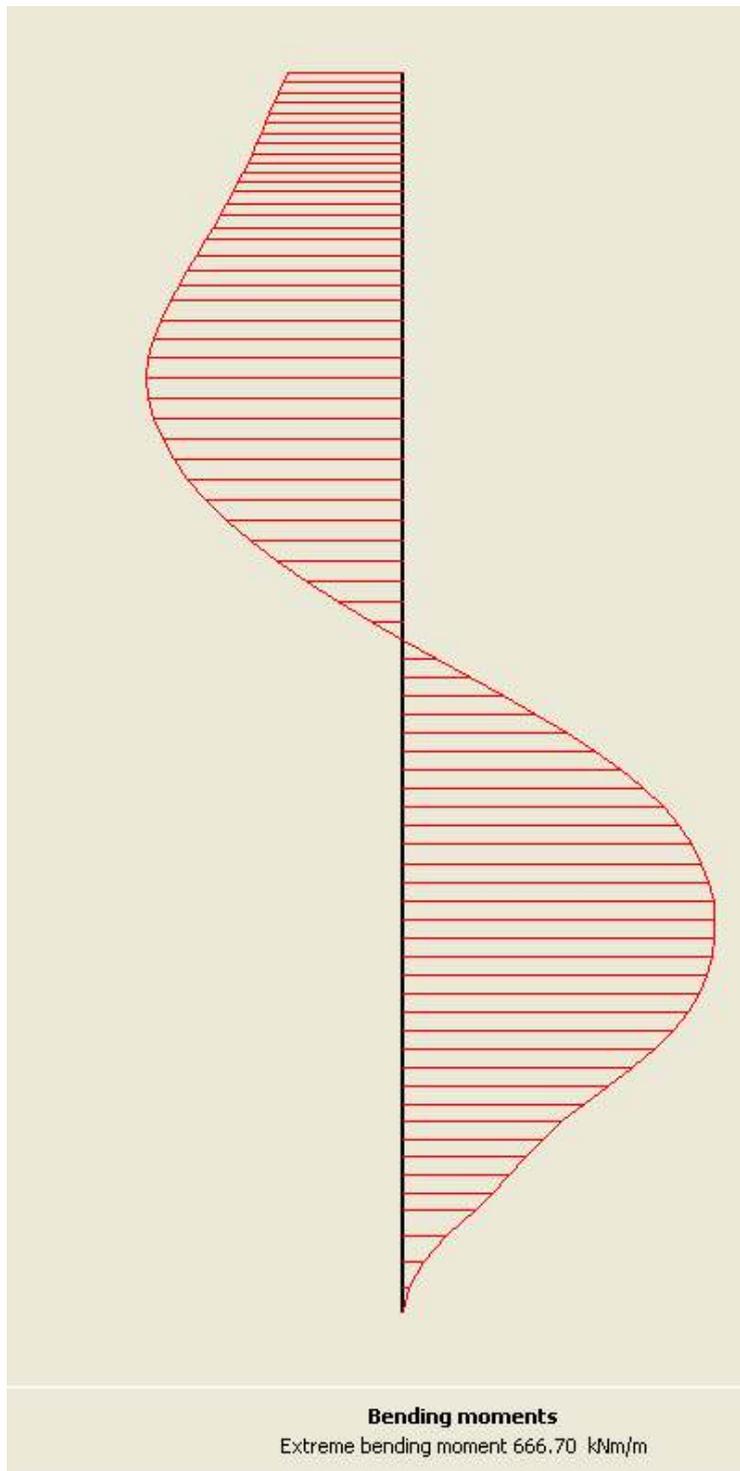


FIG. 12
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Pali fila 1
Sollecitazioni

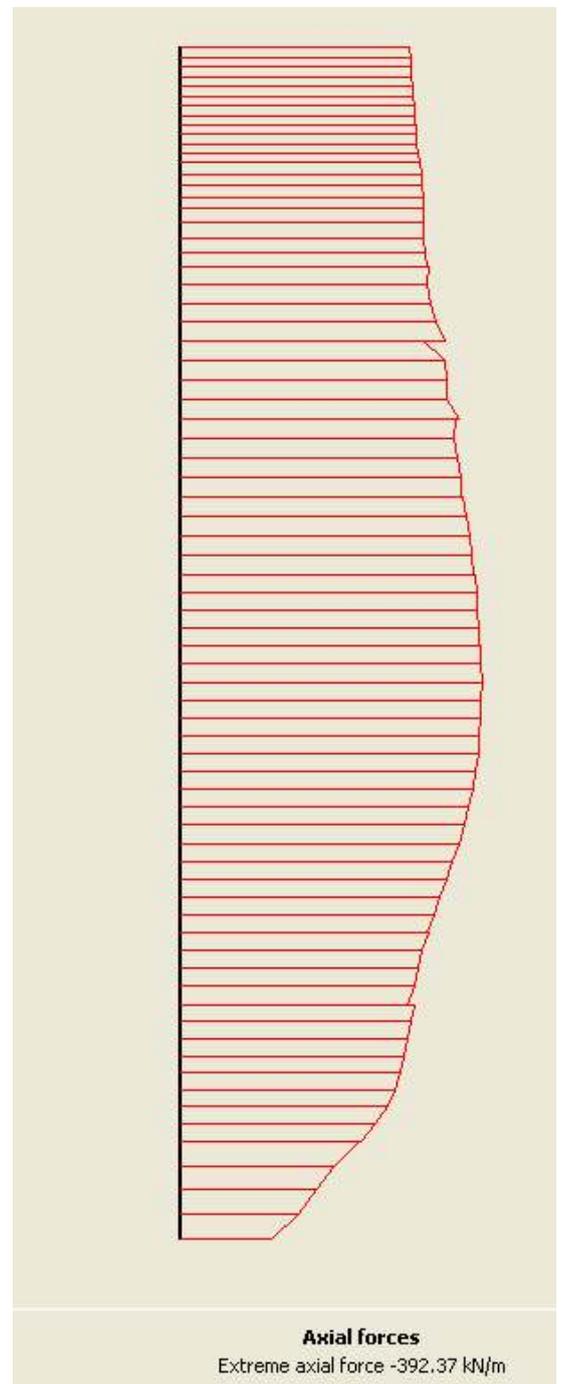
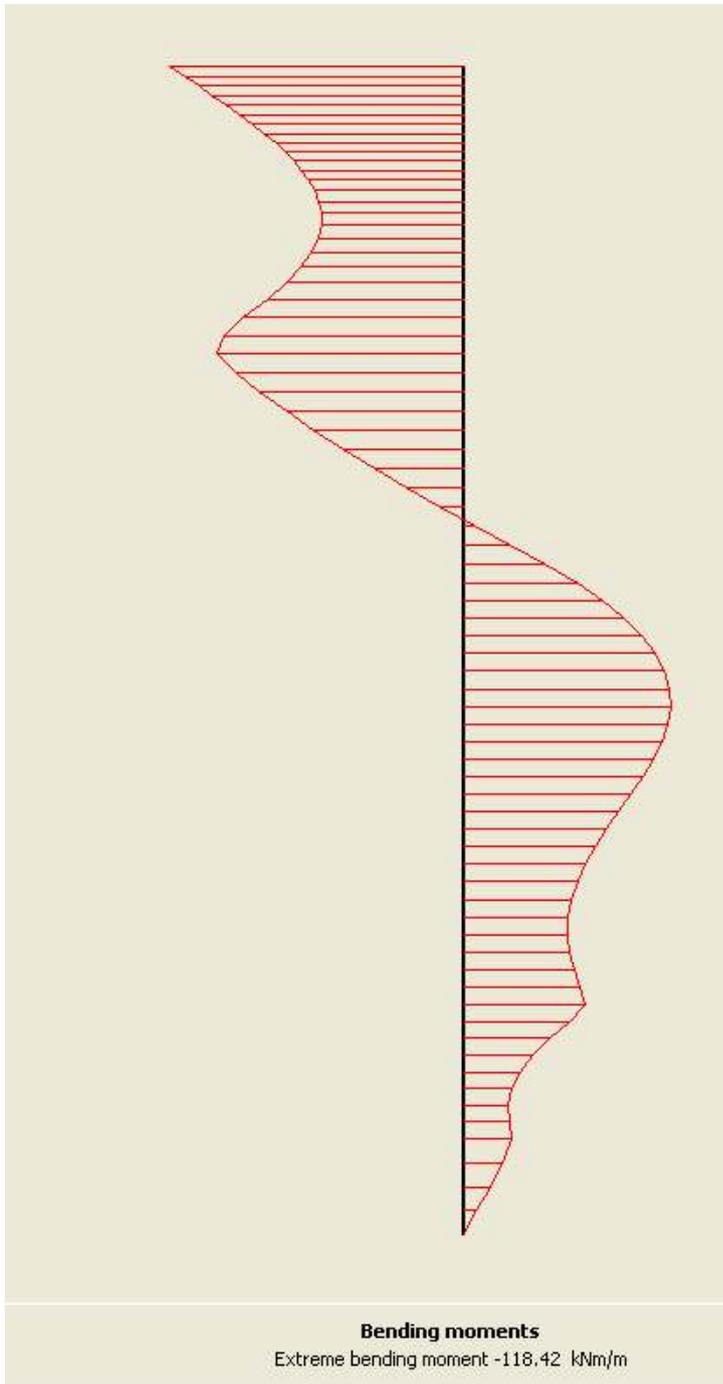
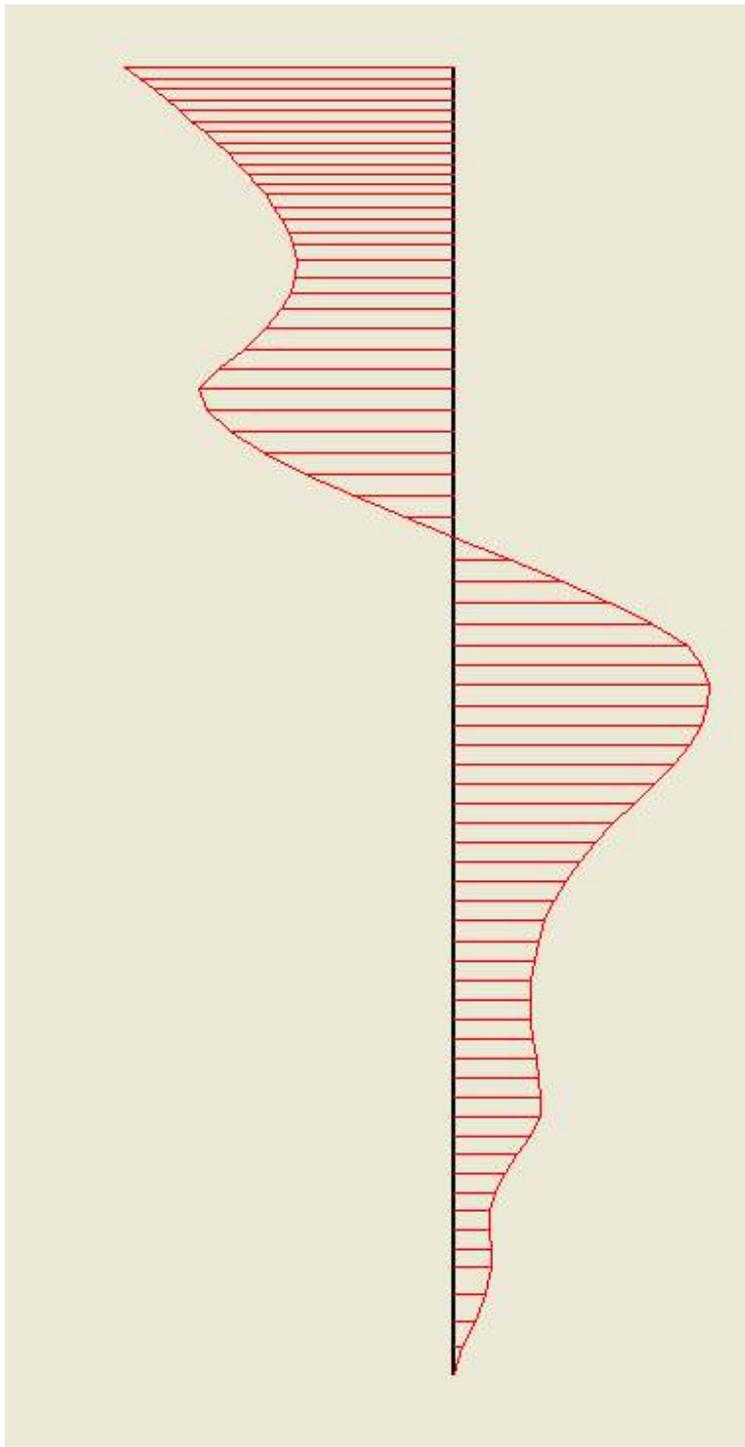
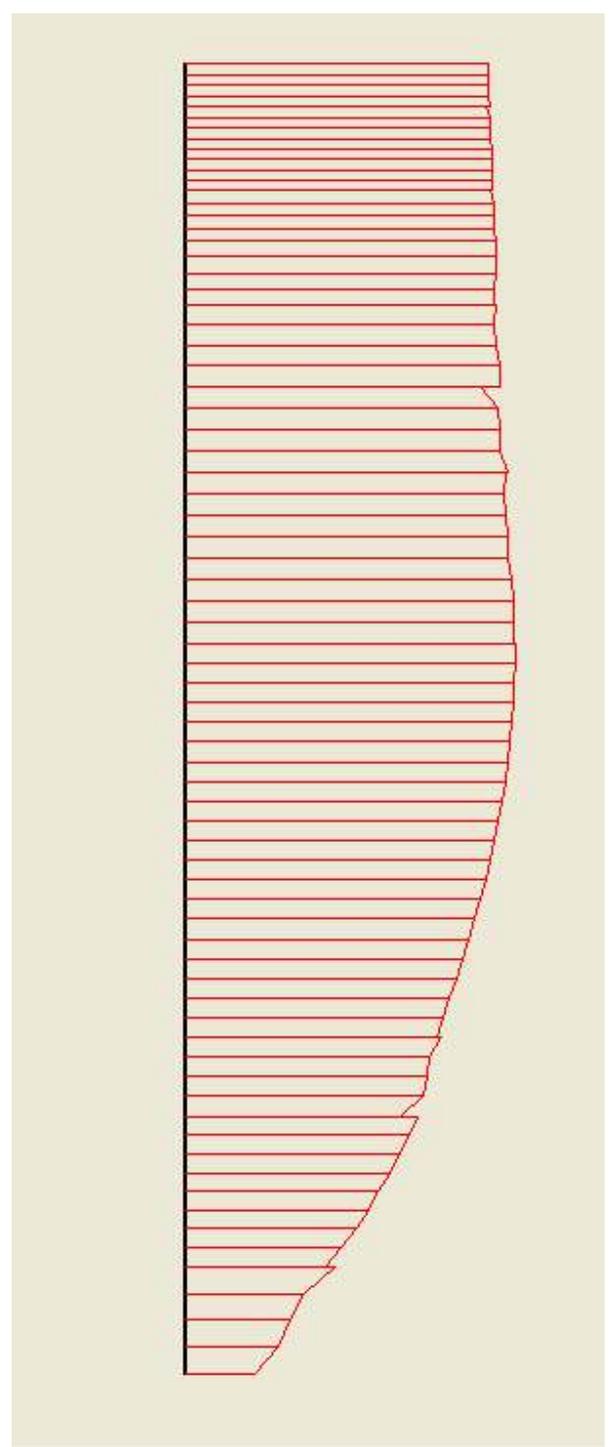


FIG. 13
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Pali fila 2
Sollecitazioni



Bending moments
Extreme bending moment -129.66 kNm/m

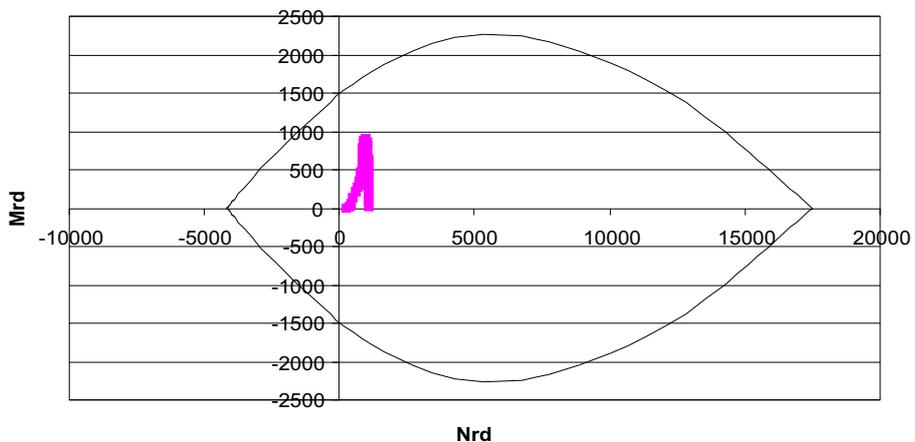


Axial forces
Extreme axial force -463.79 kN/m

FIG. 14
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Pali fila 3
Sollecitazioni

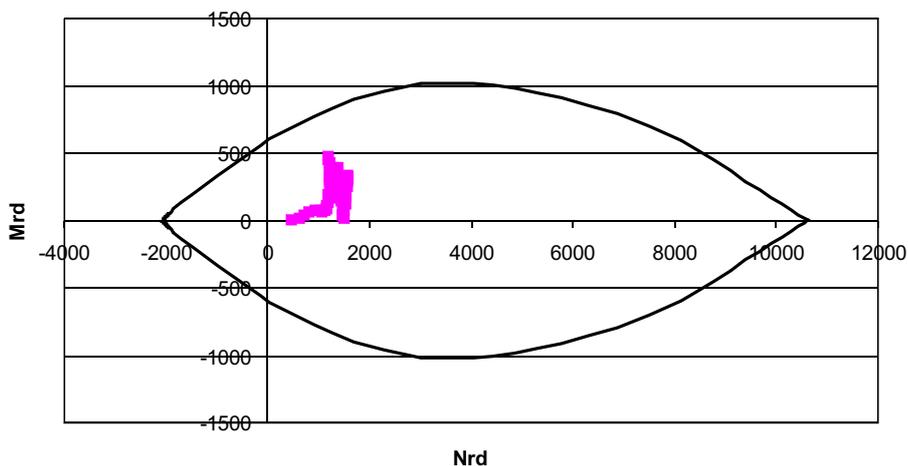
A) Pali fila 1

**Dominio di rottura
palo D=1000 mm, 20d26**



B) Pali fila 2

**Dominio di rottura
palo D=800 mm, 10d26**



C) Pali fila 3

**Dominio di rottura
palo D=800 mm, 10d26**

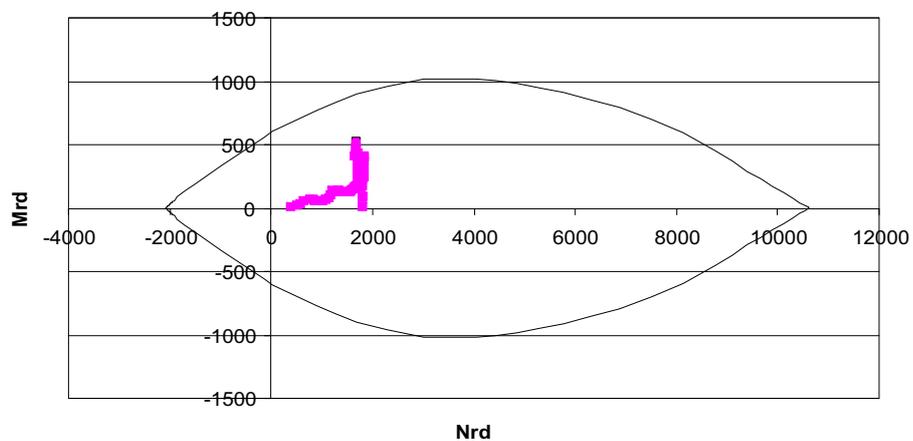
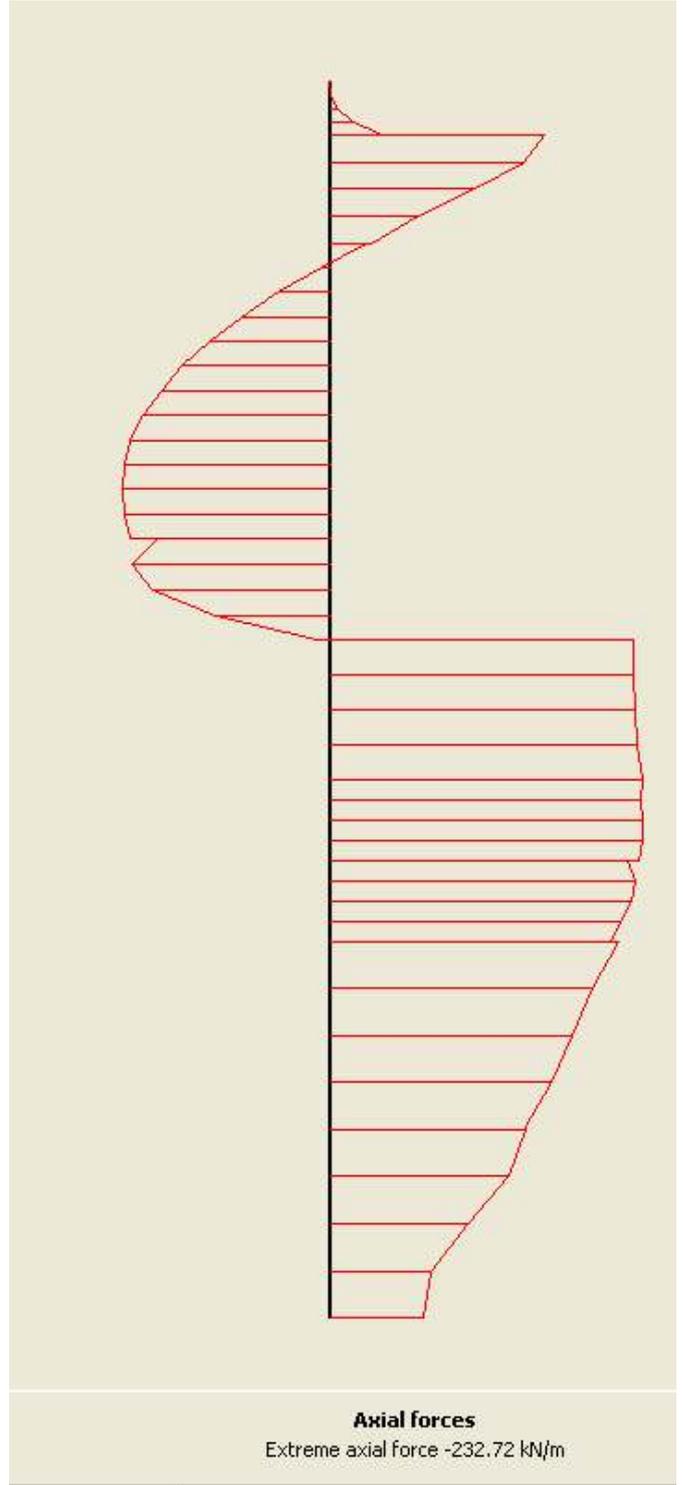
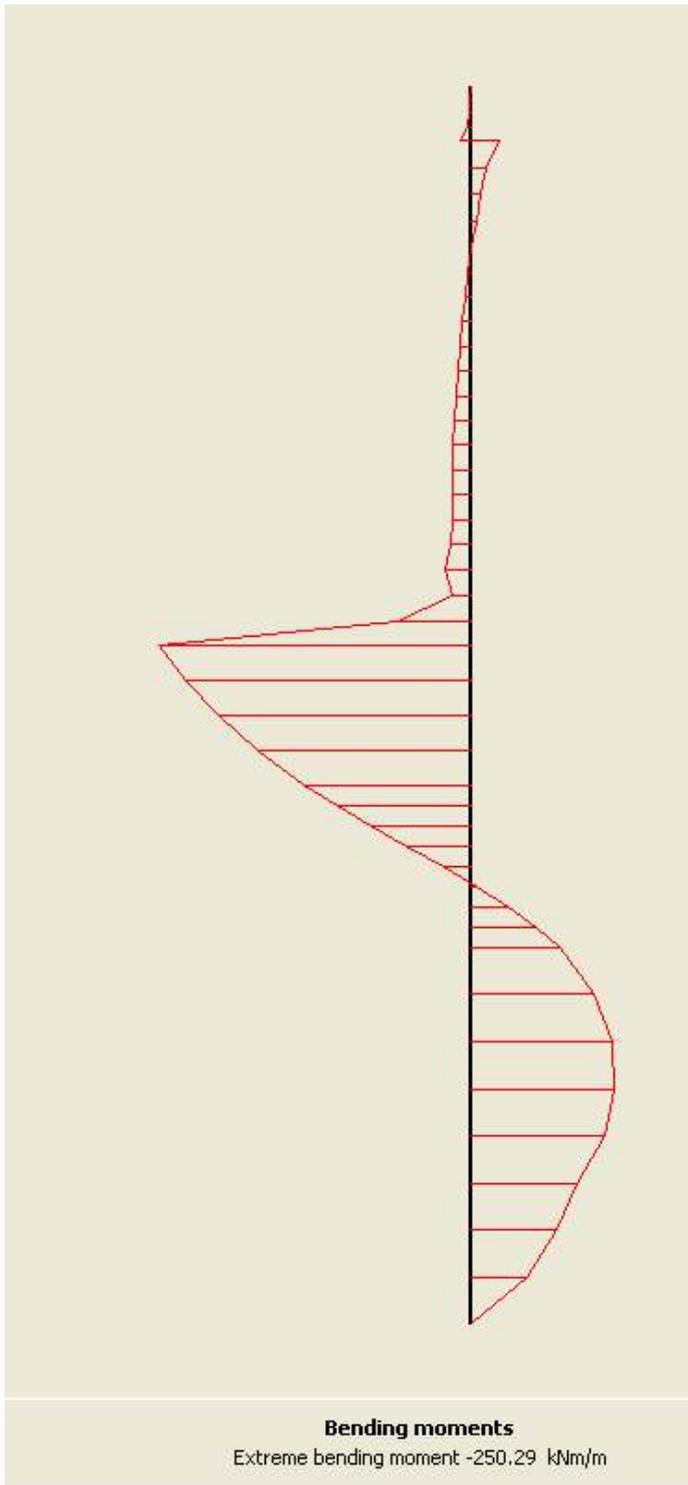


FIG. 15
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Pali file 1, 2, 3
Verifiche di resistenza



T=0	
Tensione massima:	154.0 N/mm ²
T=50 anni	
Tensione massima:	205.1 N/mm ²

FIG. 16
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Palancola
Sollecitazioni e tensioni

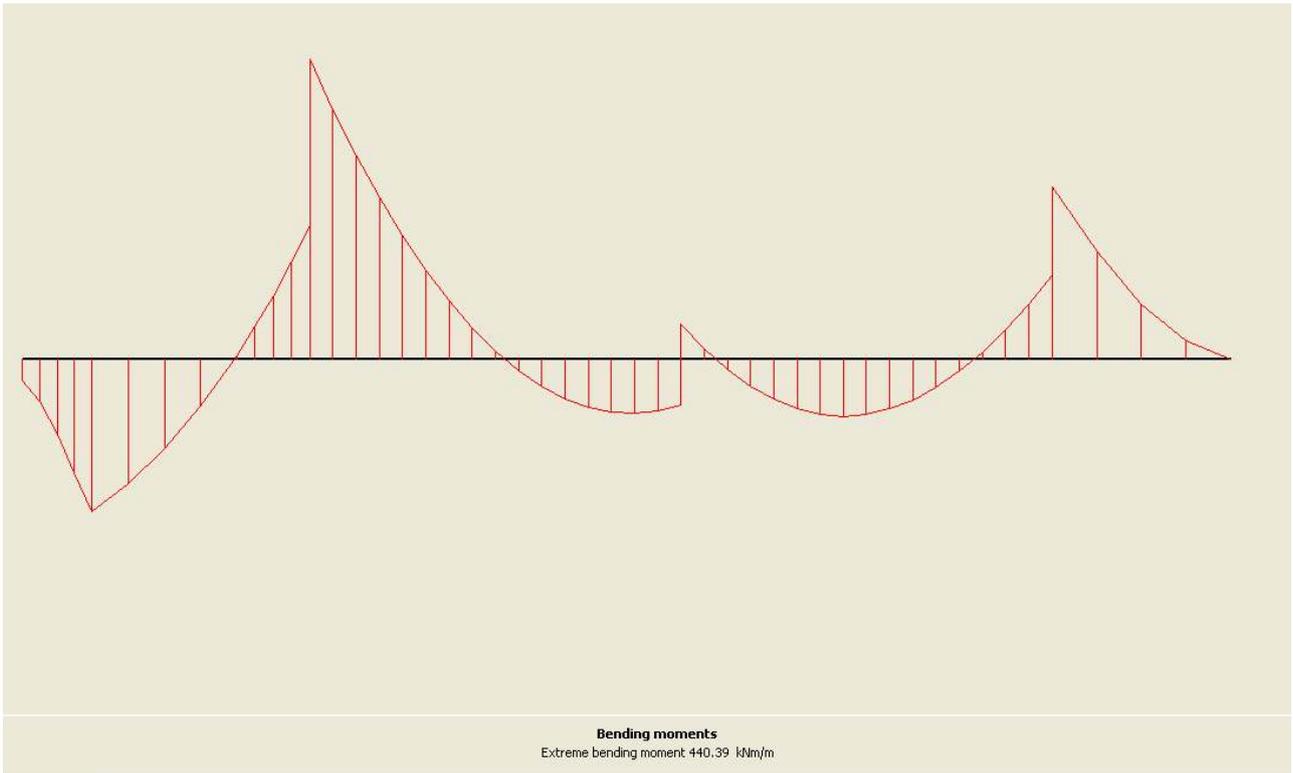


FIG. 17
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Soletta pali
Sollecitazioni

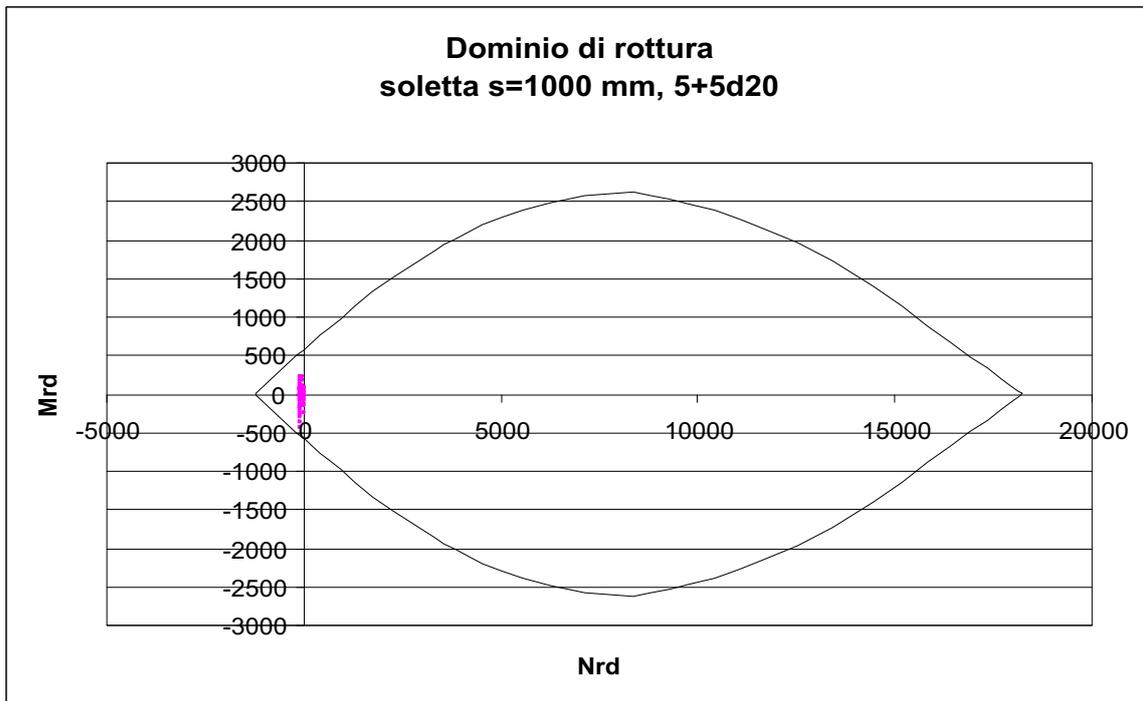


FIG. 18
Fondale a -12.00 m_Caso 2_Soletta pali
Verifiche di resistenza

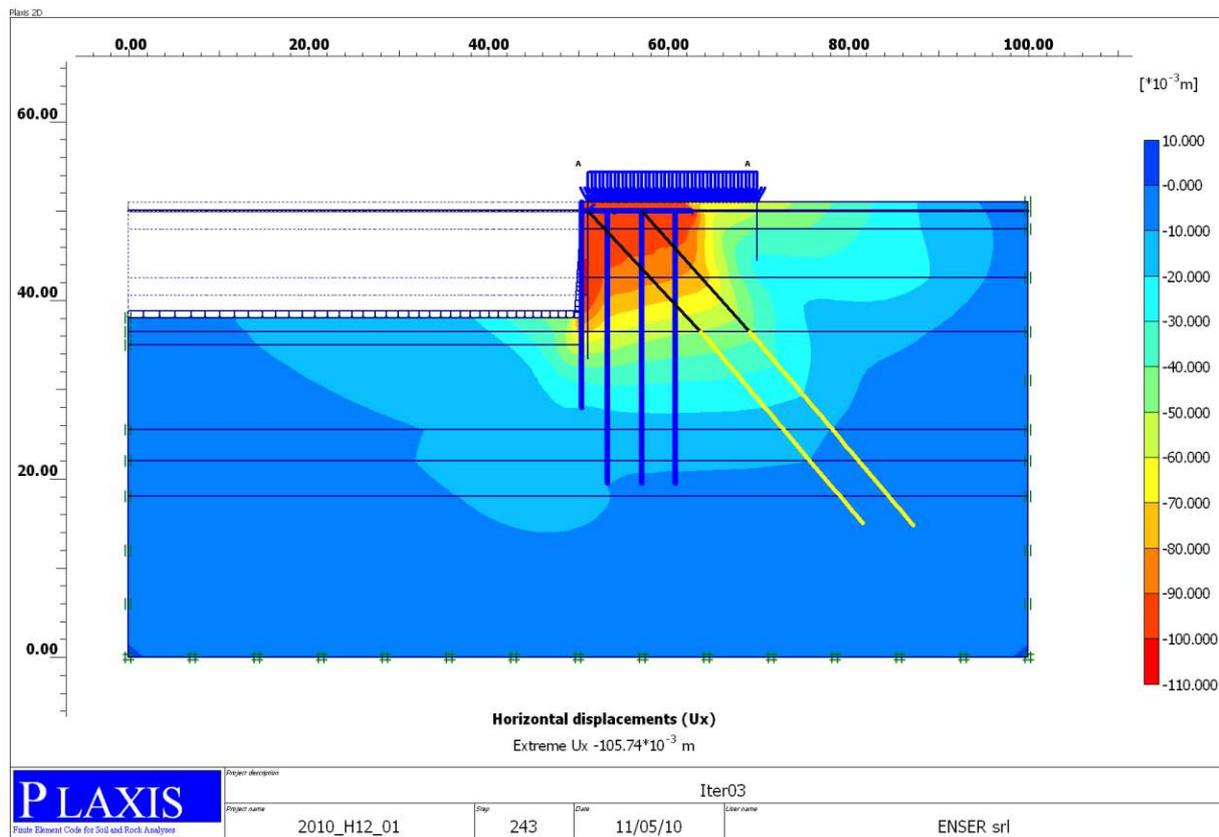
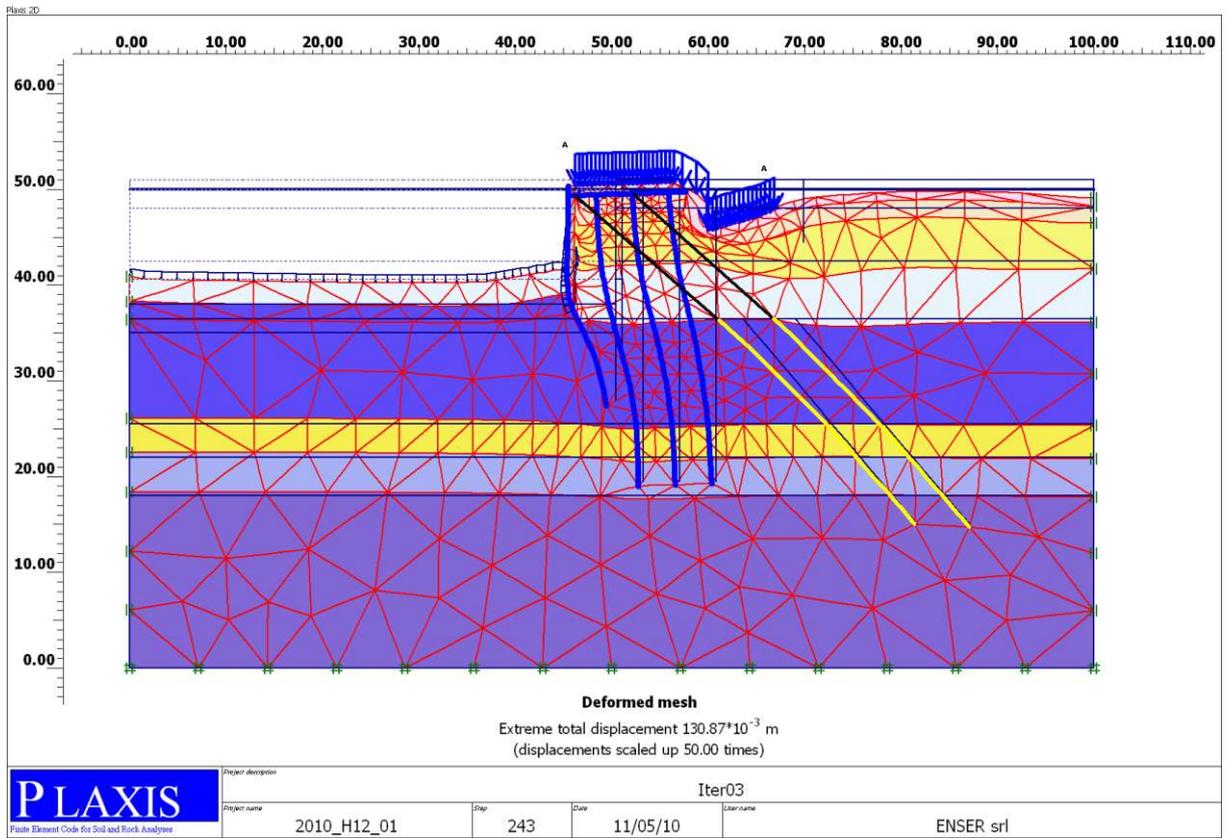


FIG. 19
Fondale a -12.00 m_Caso 3
Rappresentazione del campo di spostamenti

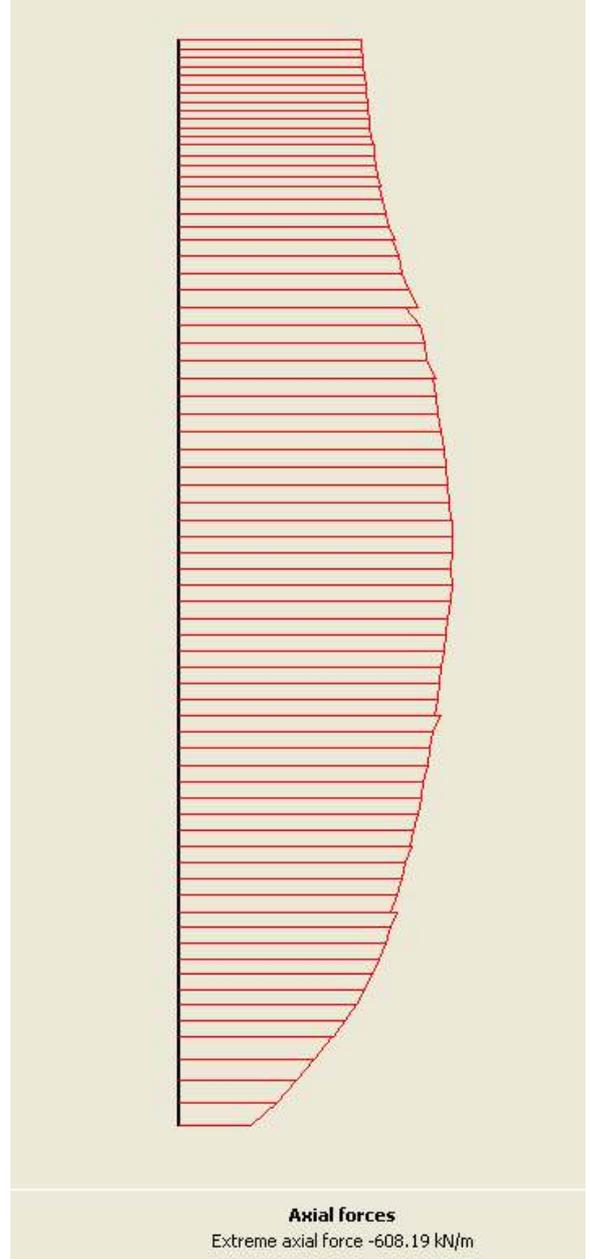
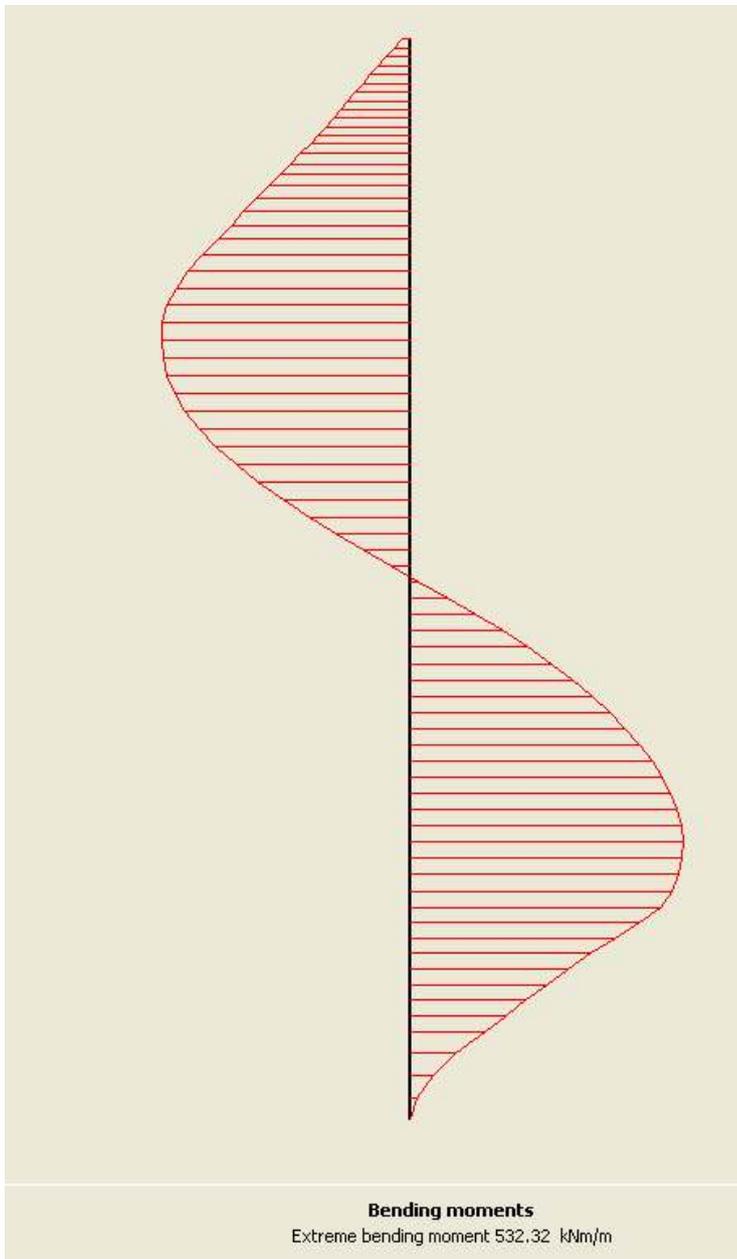


FIG. 20
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Pali fila 1
Sollecitazioni

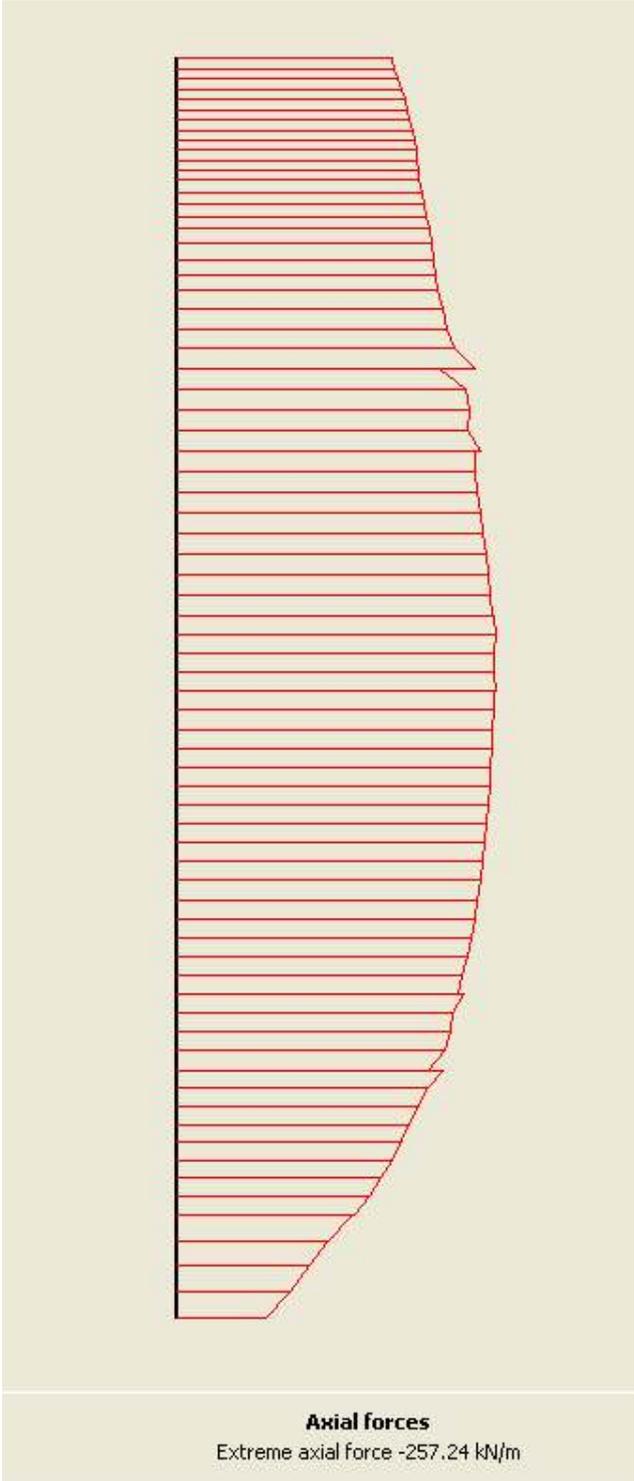
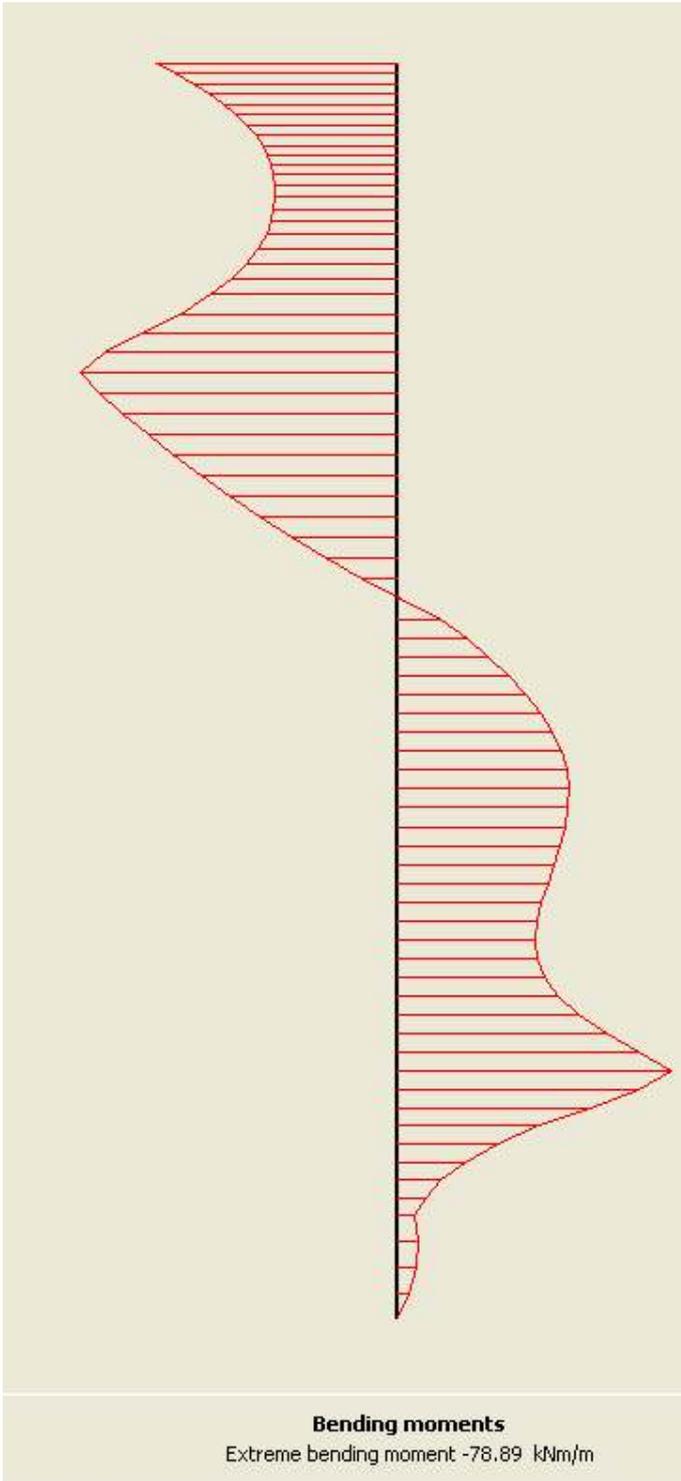
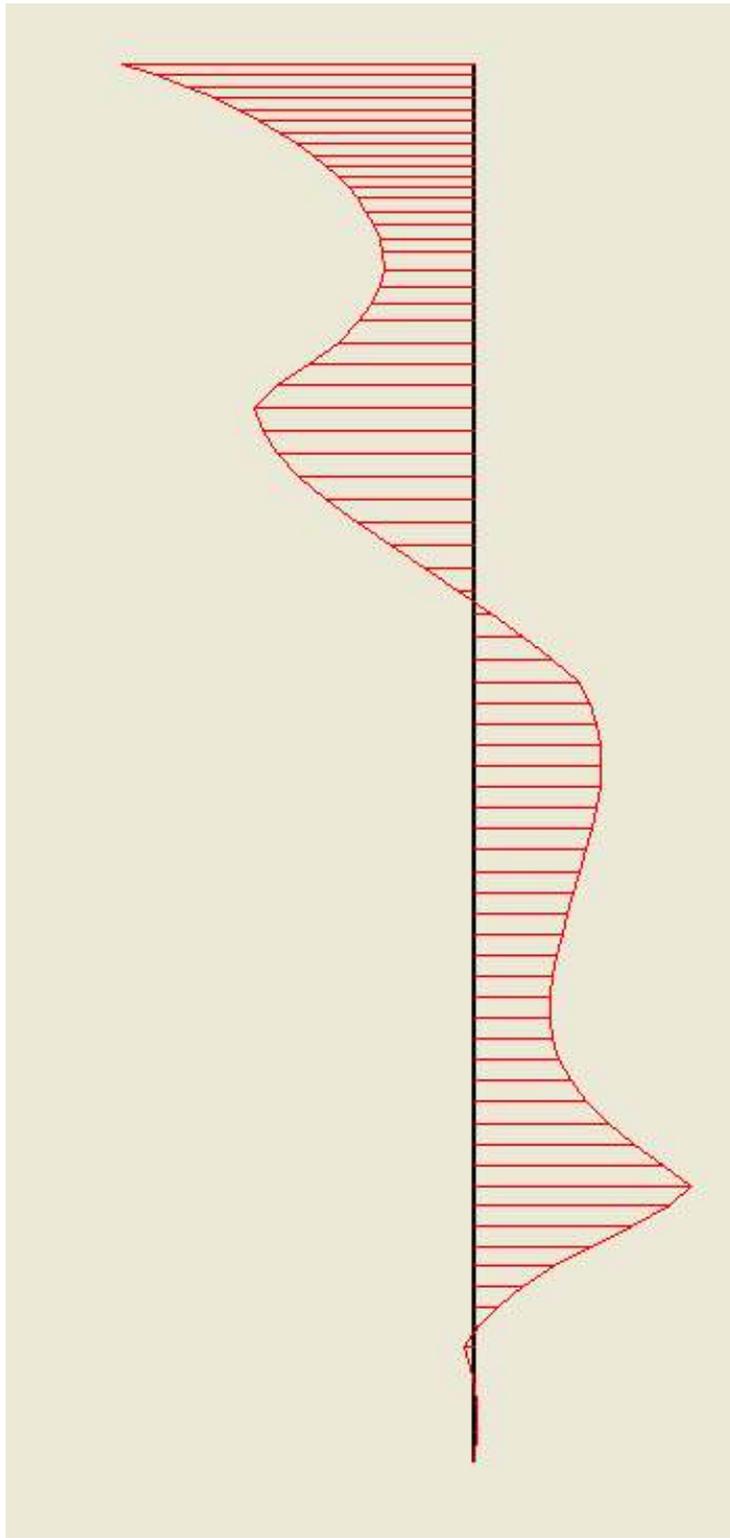
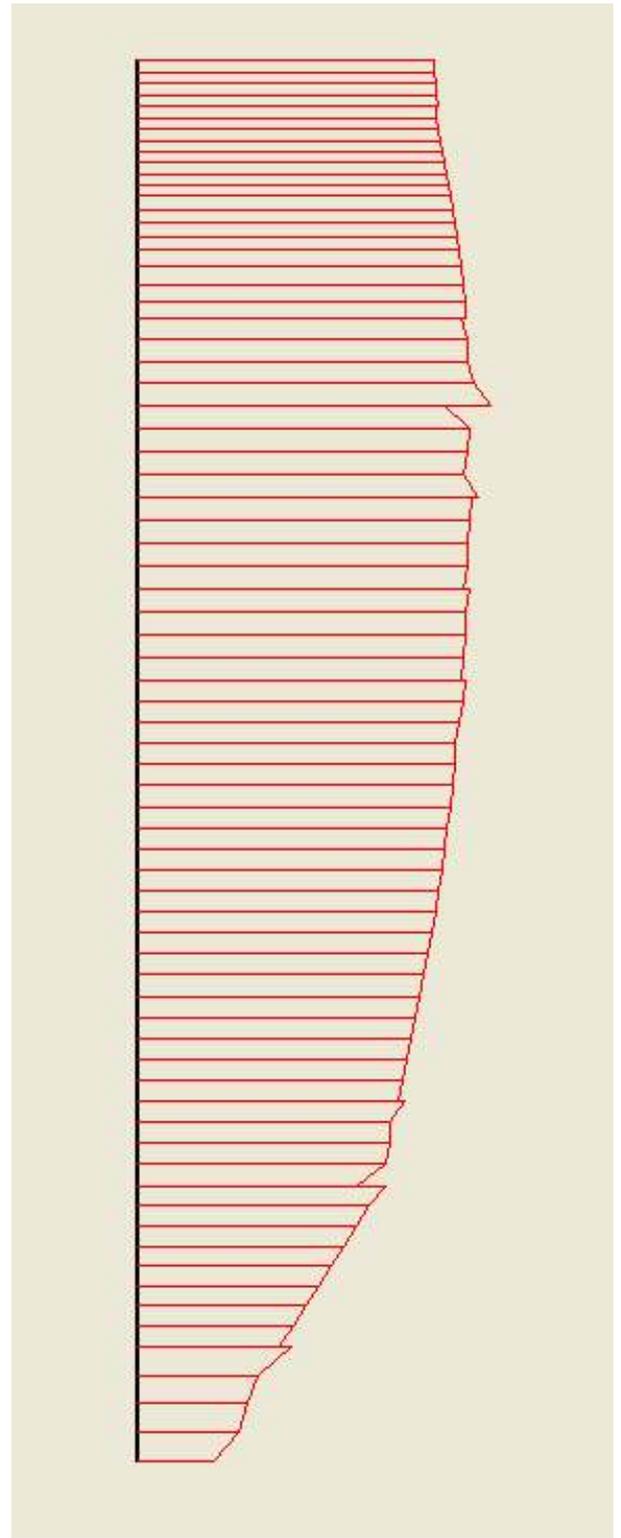


FIG. 21
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Pali fila 2
Sollecitazioni



Bending moments
Extreme bending moment -103.48 kNm/m



Axial forces
Extreme axial force -247.18 kN/m

FIG. 22
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Pali fila 3
Sollecitazioni

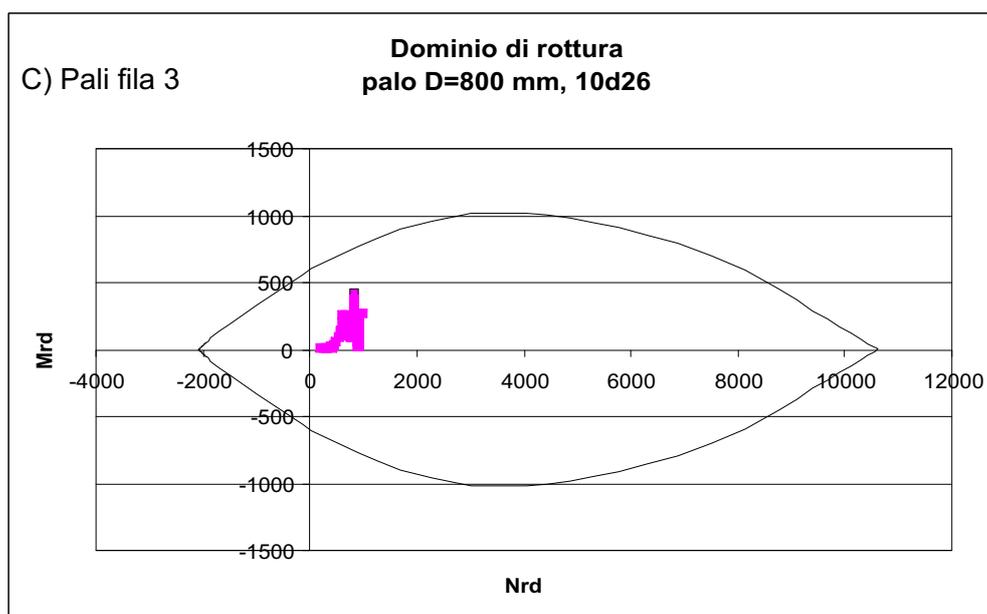
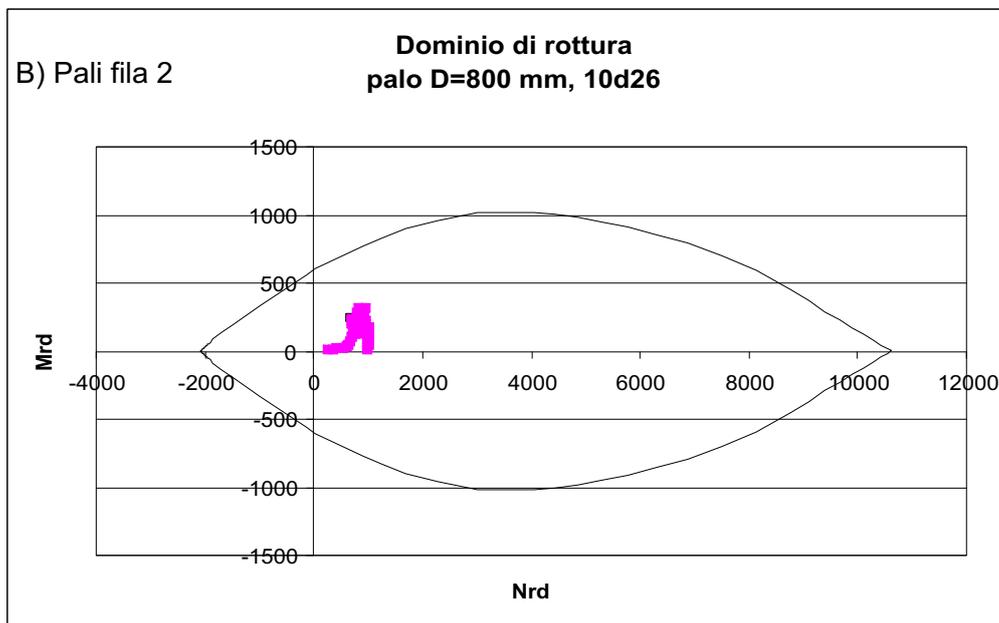
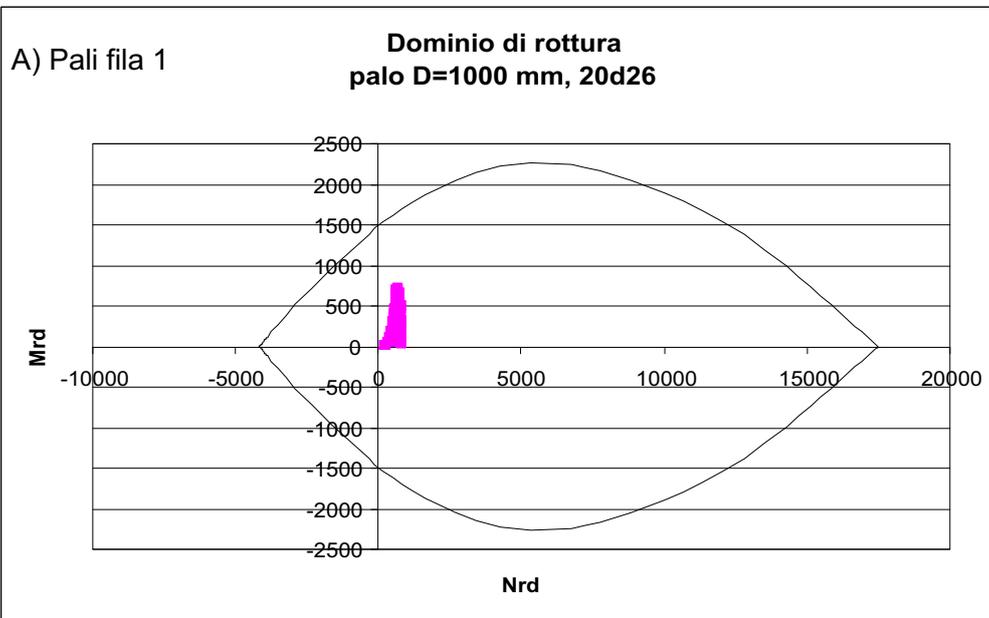
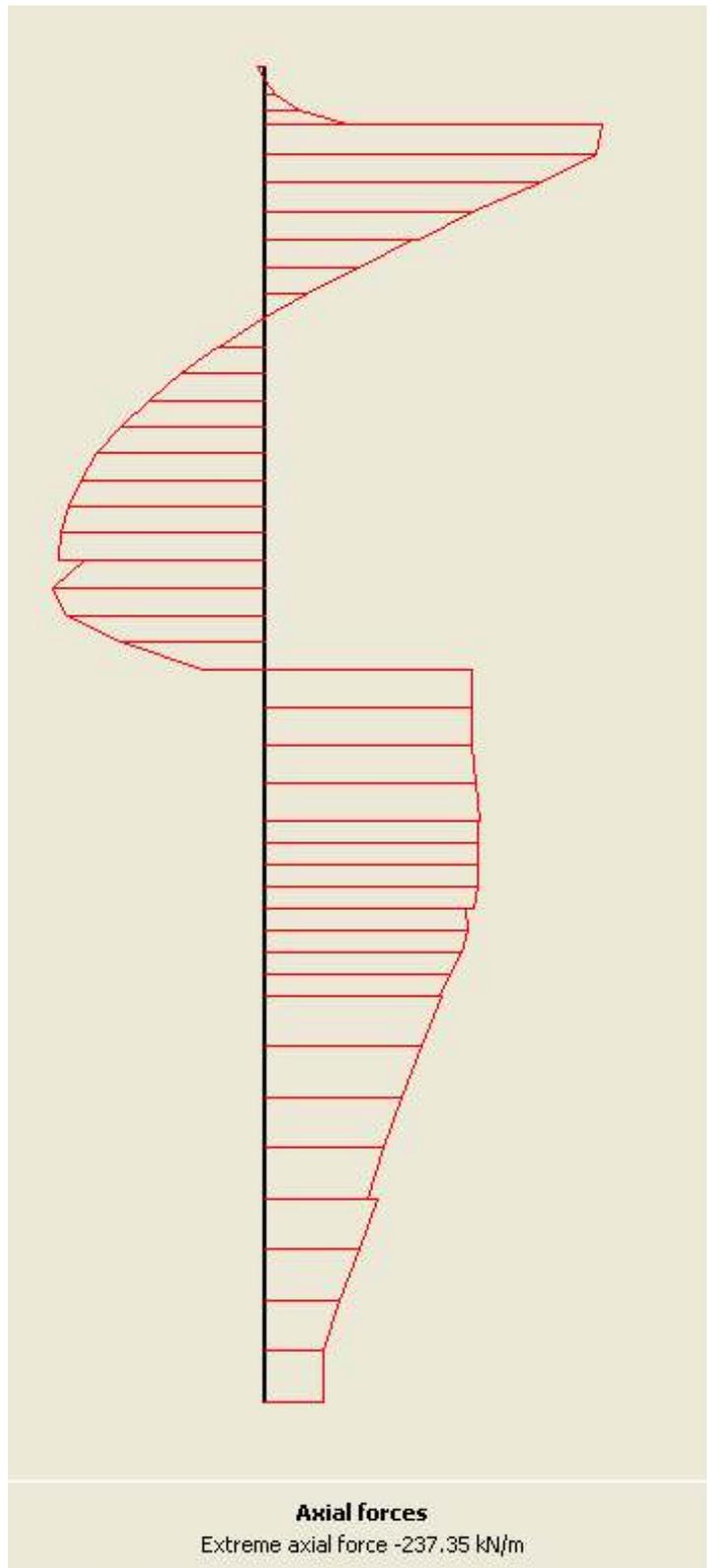
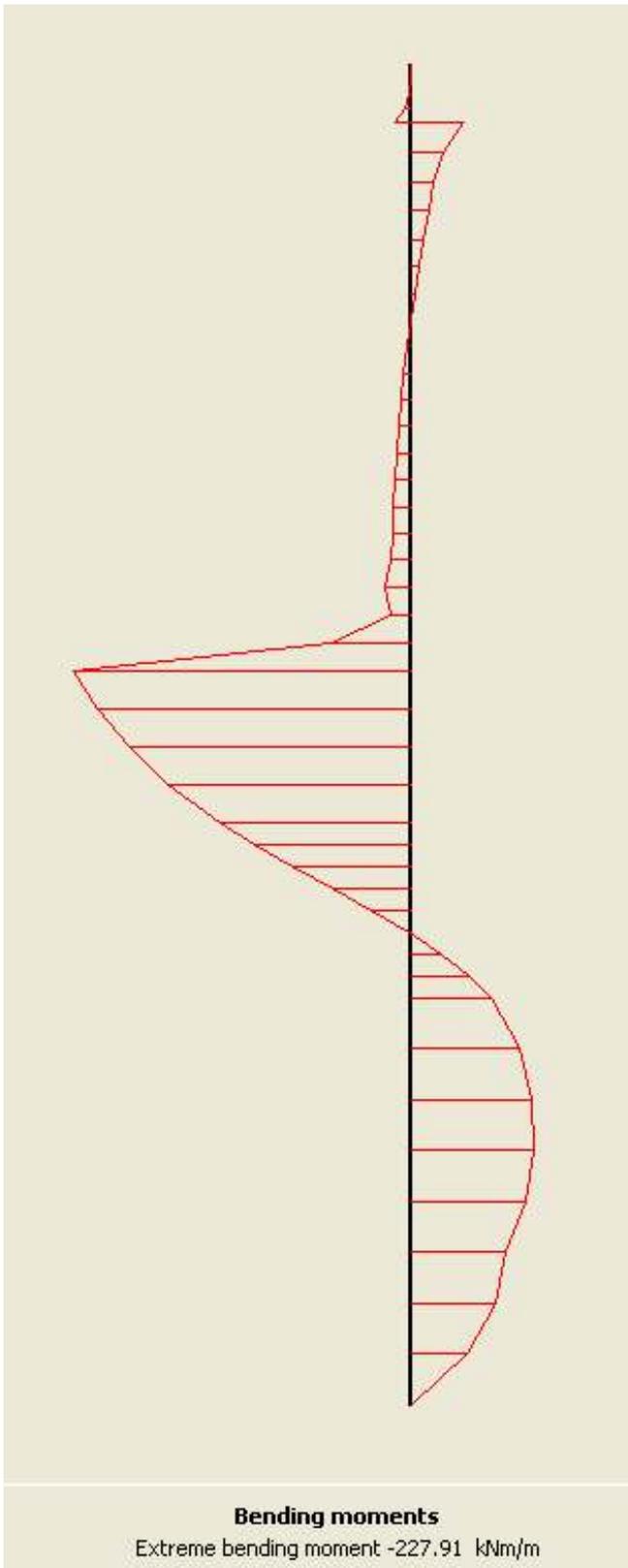


FIG. 23
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Pali file 1, 2, 3
Verifiche di resistenza



T=0
Tensione massima: 136.3 N/mm²

T=50 anni
Tensione massima: 181.4 N/mm²

FIG. 24
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Palancola
Sollecitazioni e tensioni

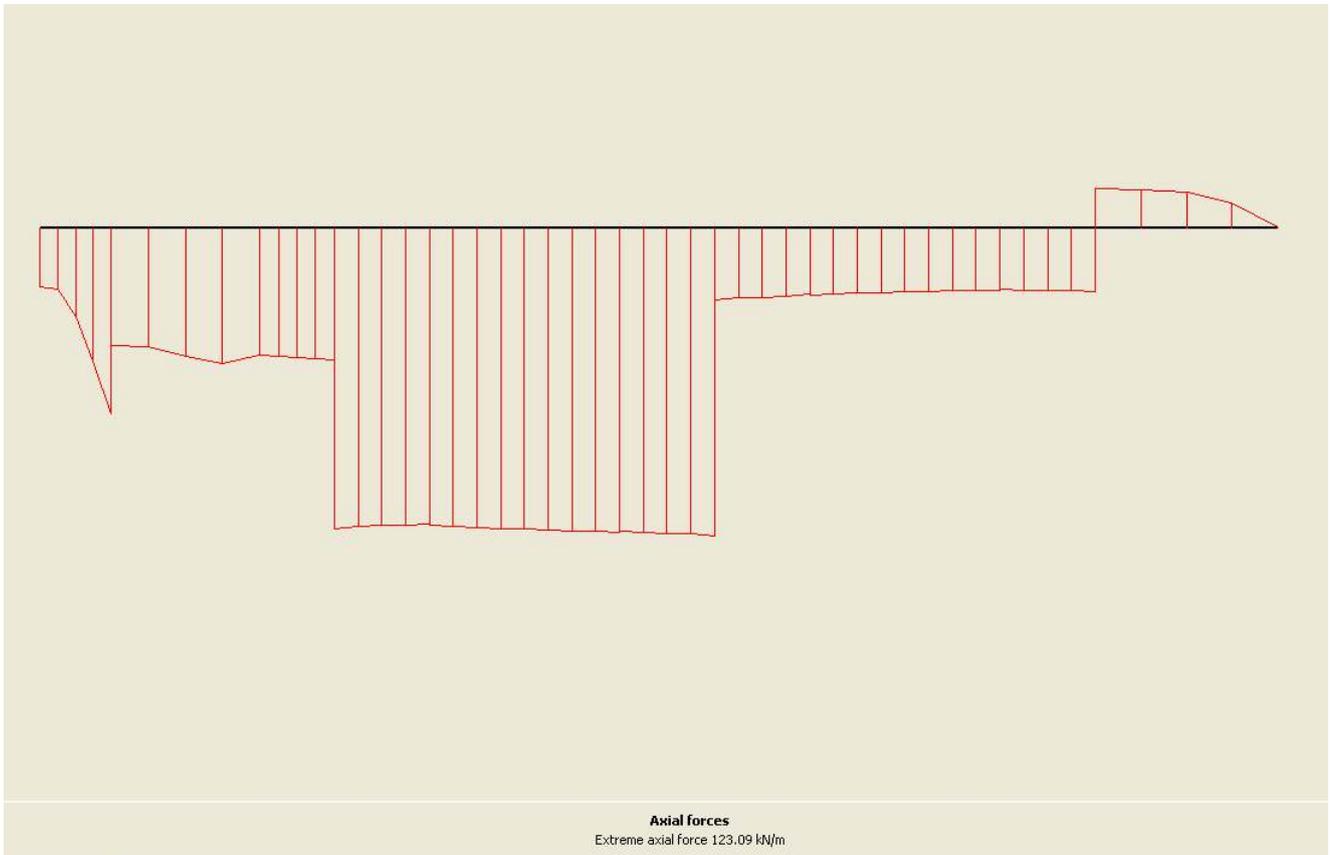


FIG. 25
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Soletta pali
Sollecitazioni

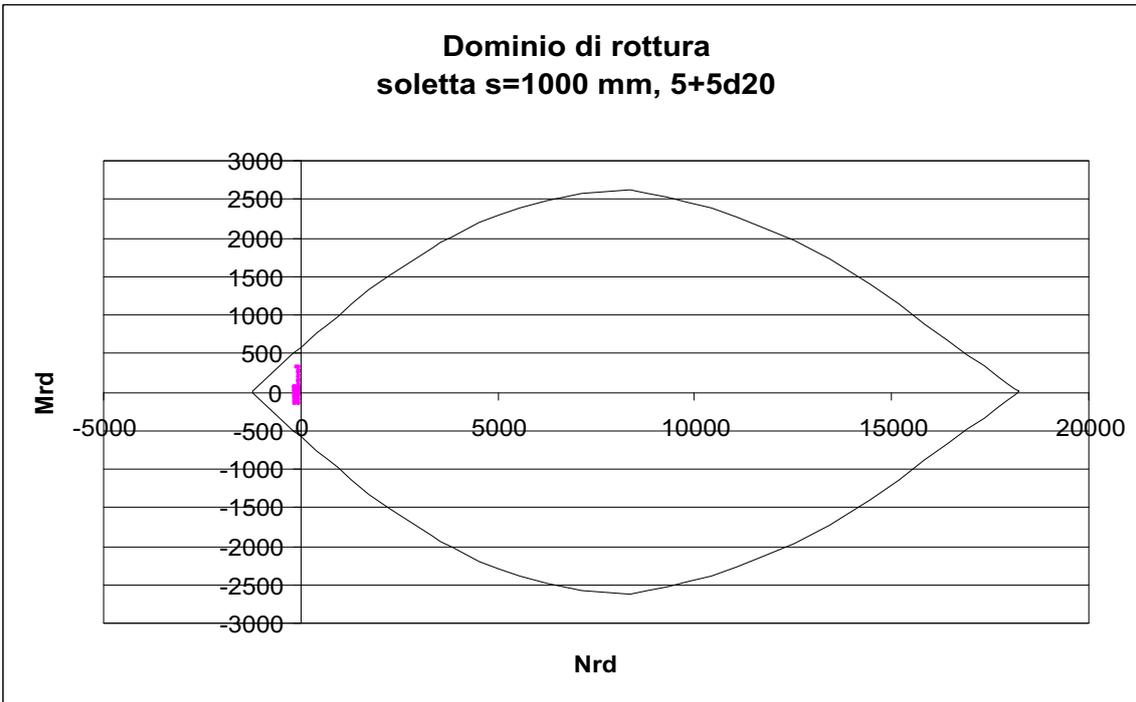
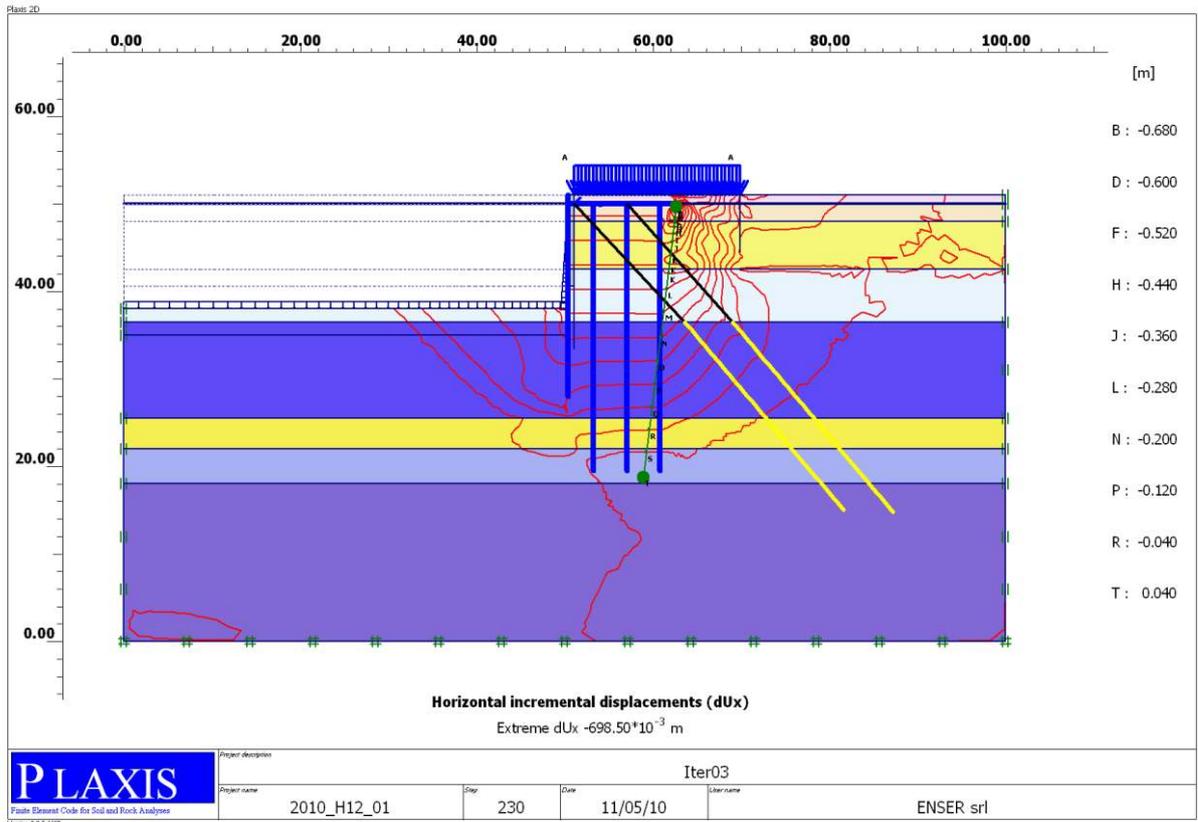


FIG. 26
Fondale a -12.00 m_Caso 3_Soletta pali
Verifiche di resistenza



Calculation information

Multipliers Additional Info Step Info

Step Info

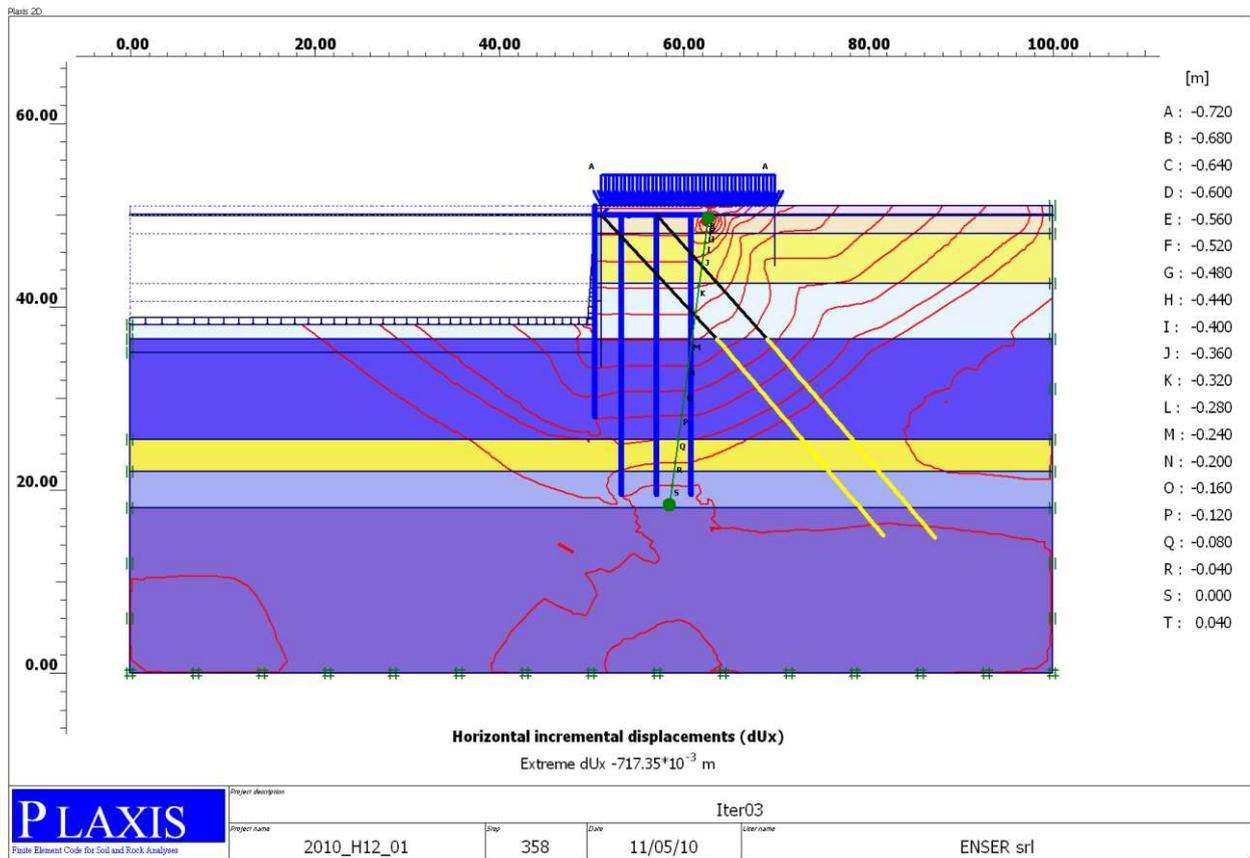
Step	230 of 383	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.771
Time	Increment:	0.000	End time:	346.545
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

FIG. 27
Fondale a -12.00 m_Caso 4
Analisi di stabilità "Phi-c reduction"



Calculation information

Multipliers Additional Info Step Info

Step Info

Step	358 of 383	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	1.210
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.706
Time	Increment:	0.000	End time:	346.545
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

FIG. 28
Fondale a -12.00 m_Caso 5
Analisi di stabilità "Phi-c reduction"

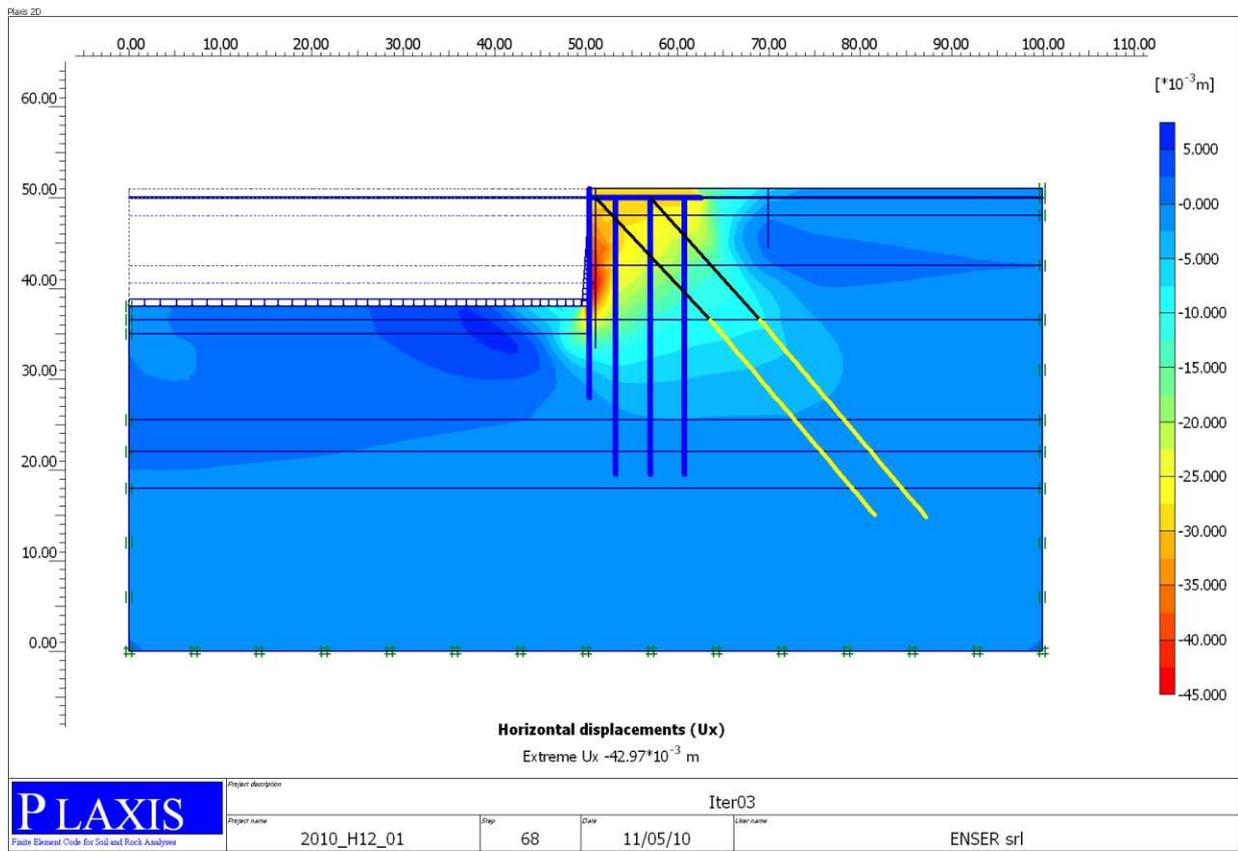
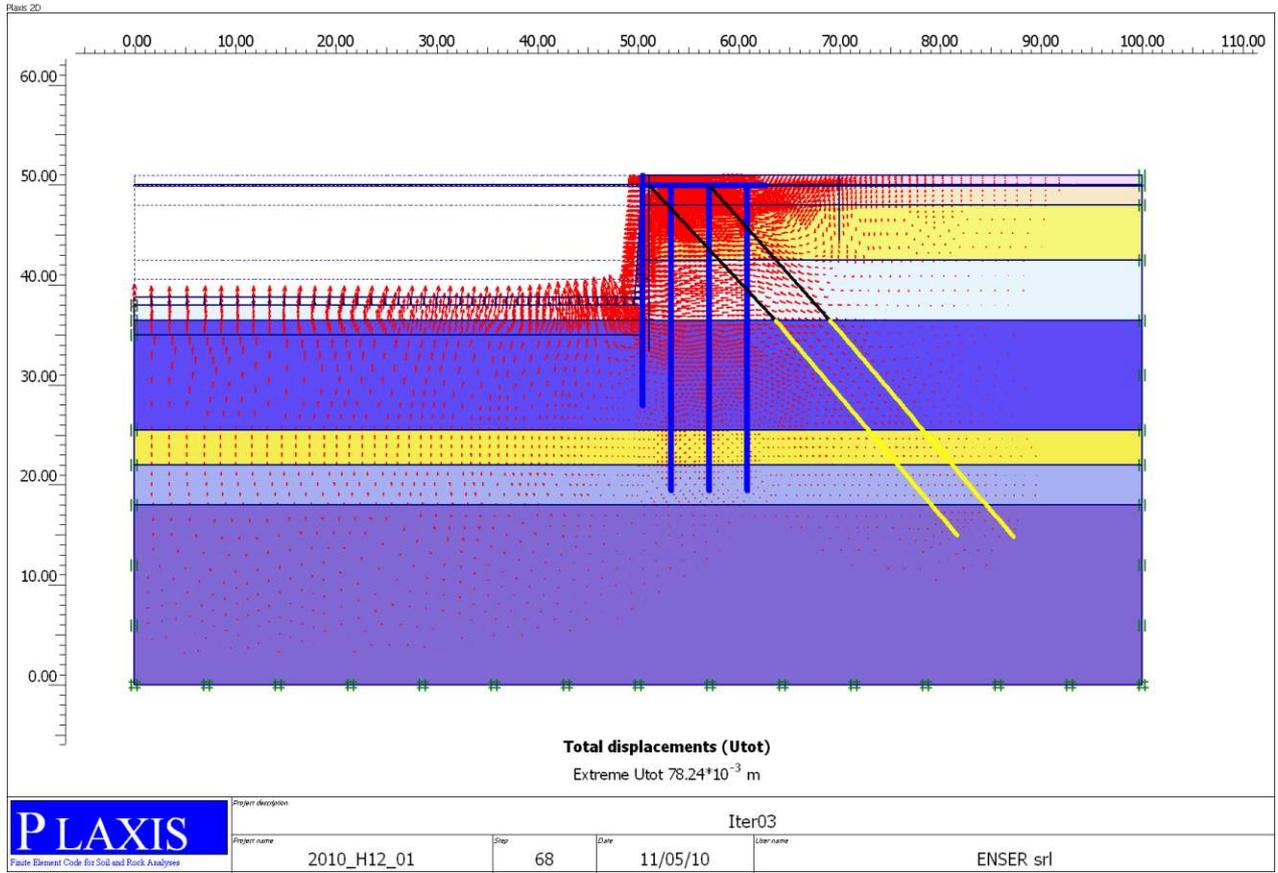


FIG. 29
Fondale a -12.00 m_Caso 6
Campo di spostamenti

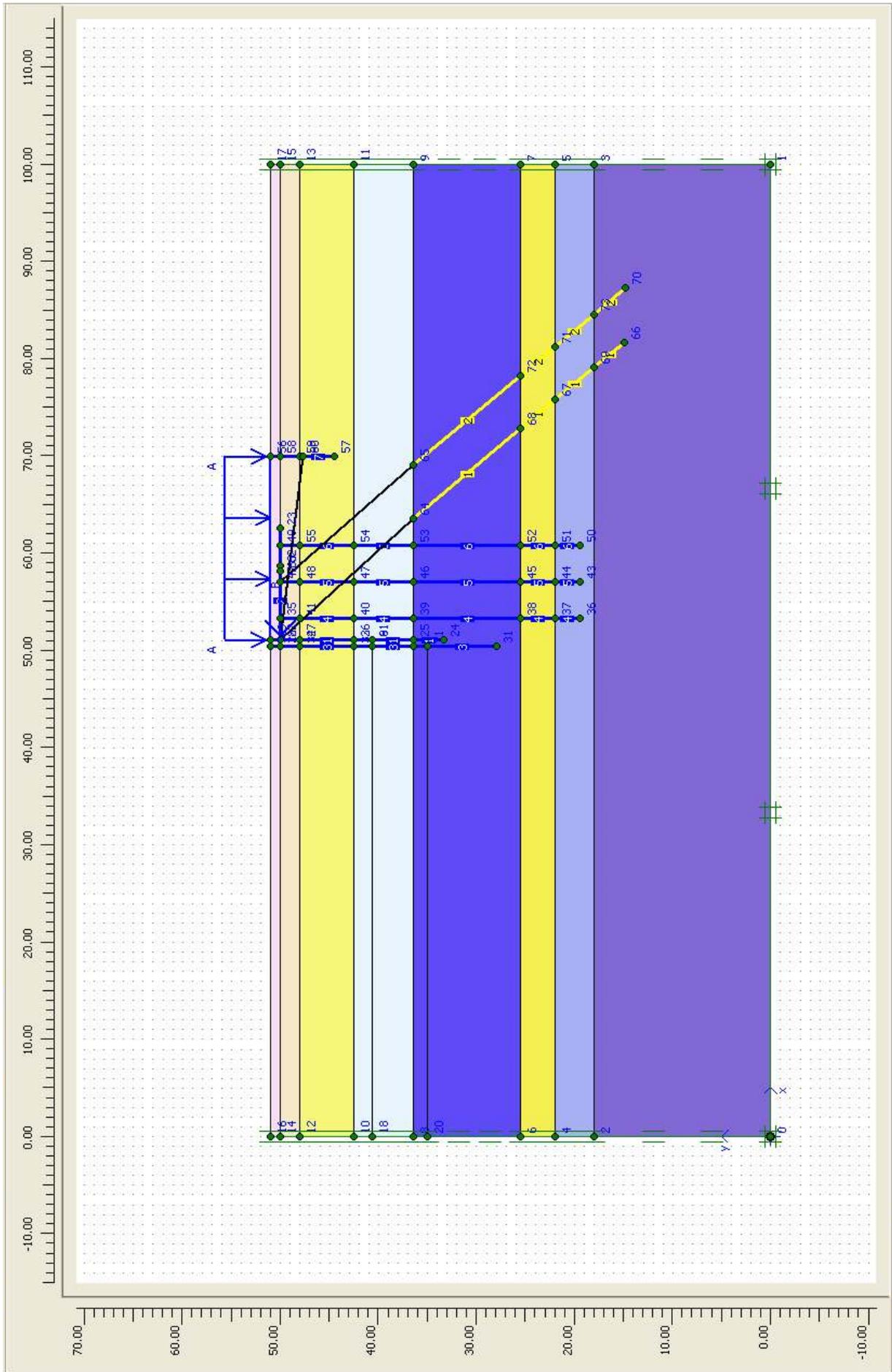


FIG. 30
Fondale a -15.00 m
Modello ad elementi finiti

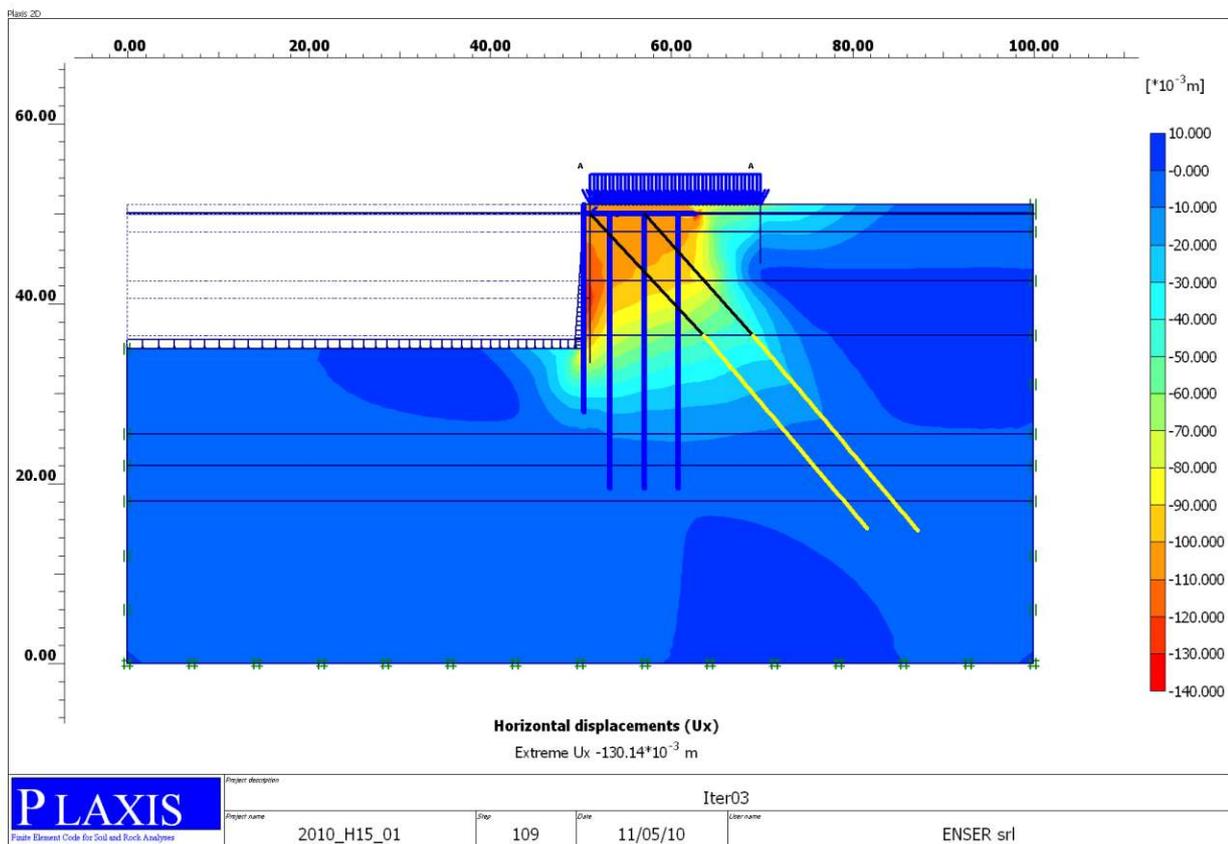
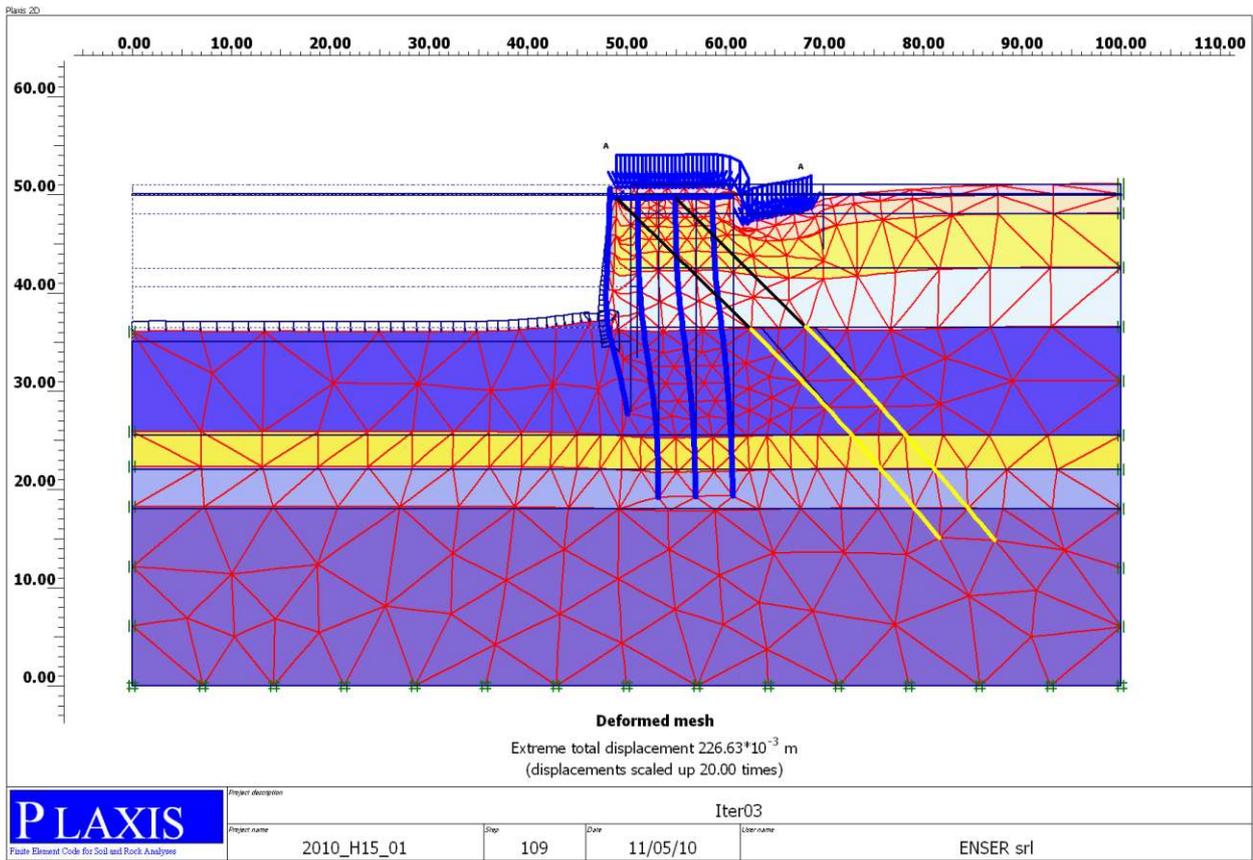


FIG. 31
Fondale a -15.00 m_Caso 1
Rappresentazione del campo di spostamenti

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3

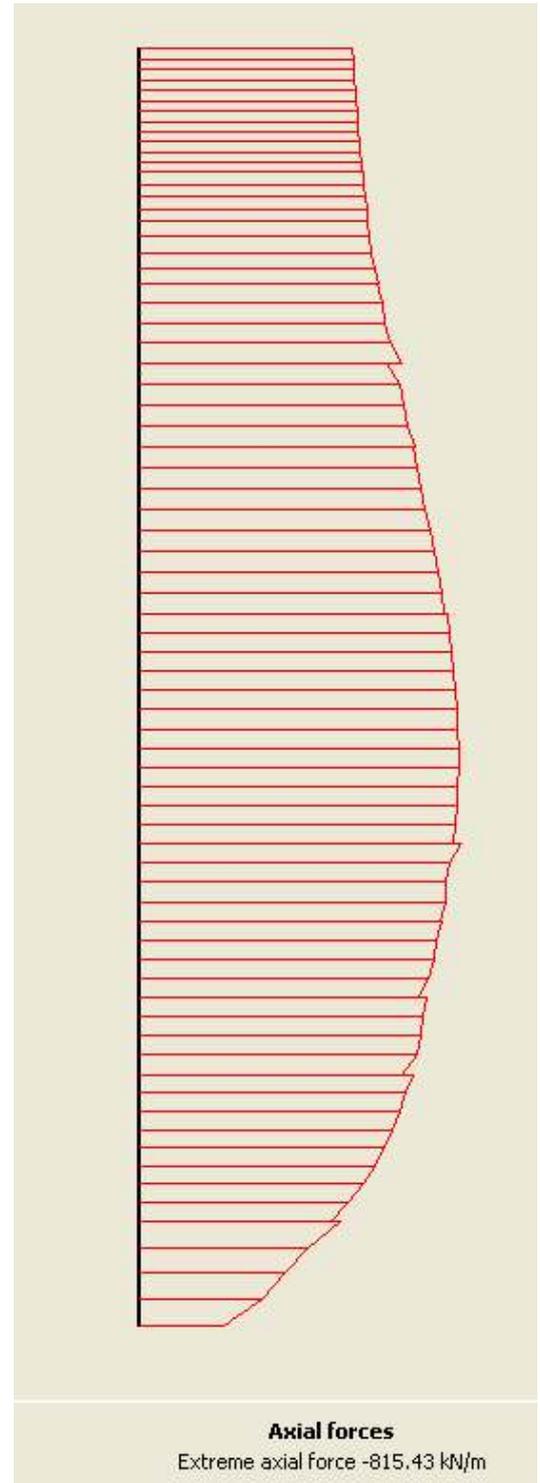
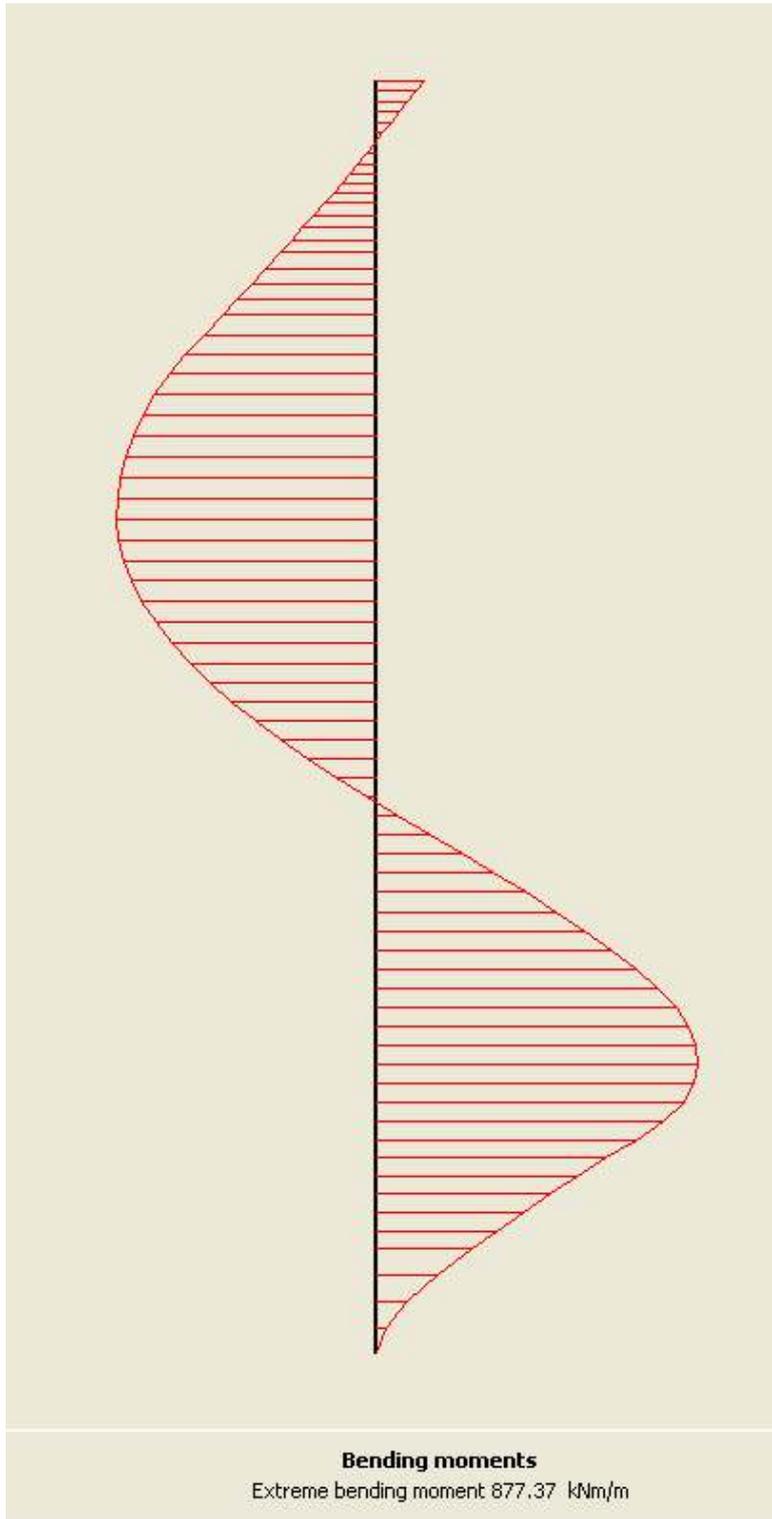


FIG. 32
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Pali fila 1
Sollecitazioni

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3

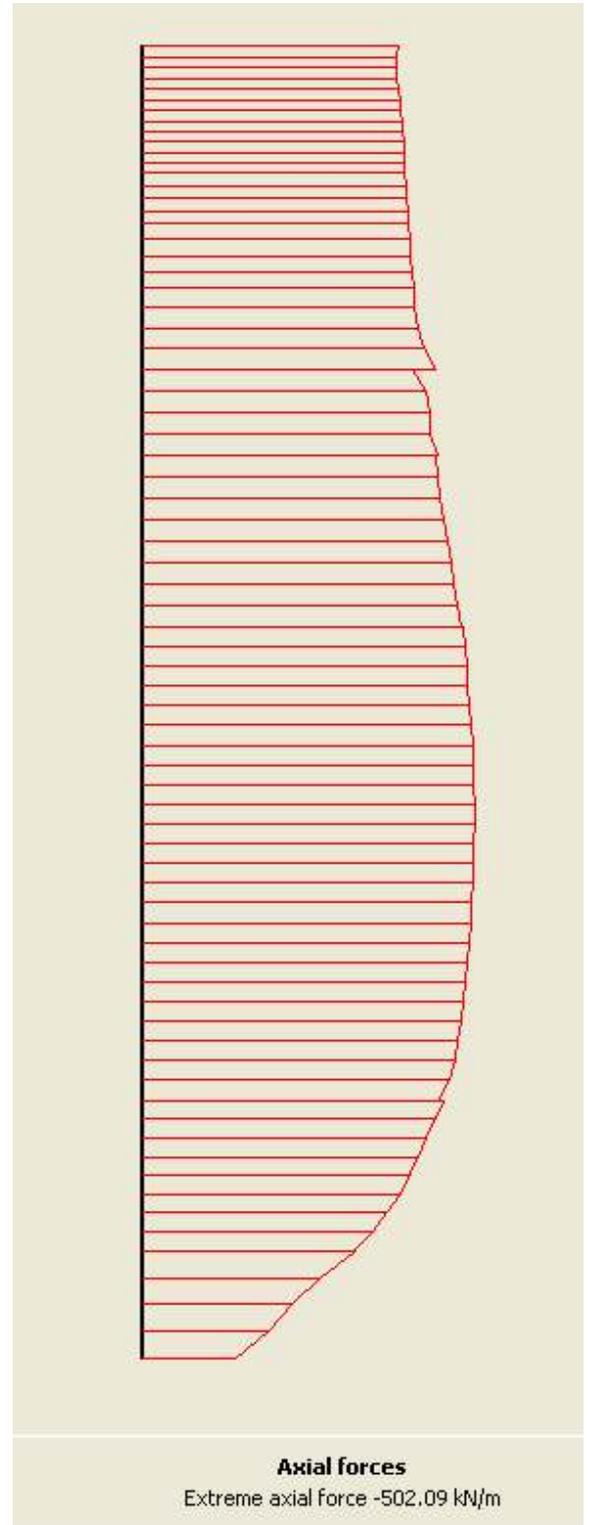
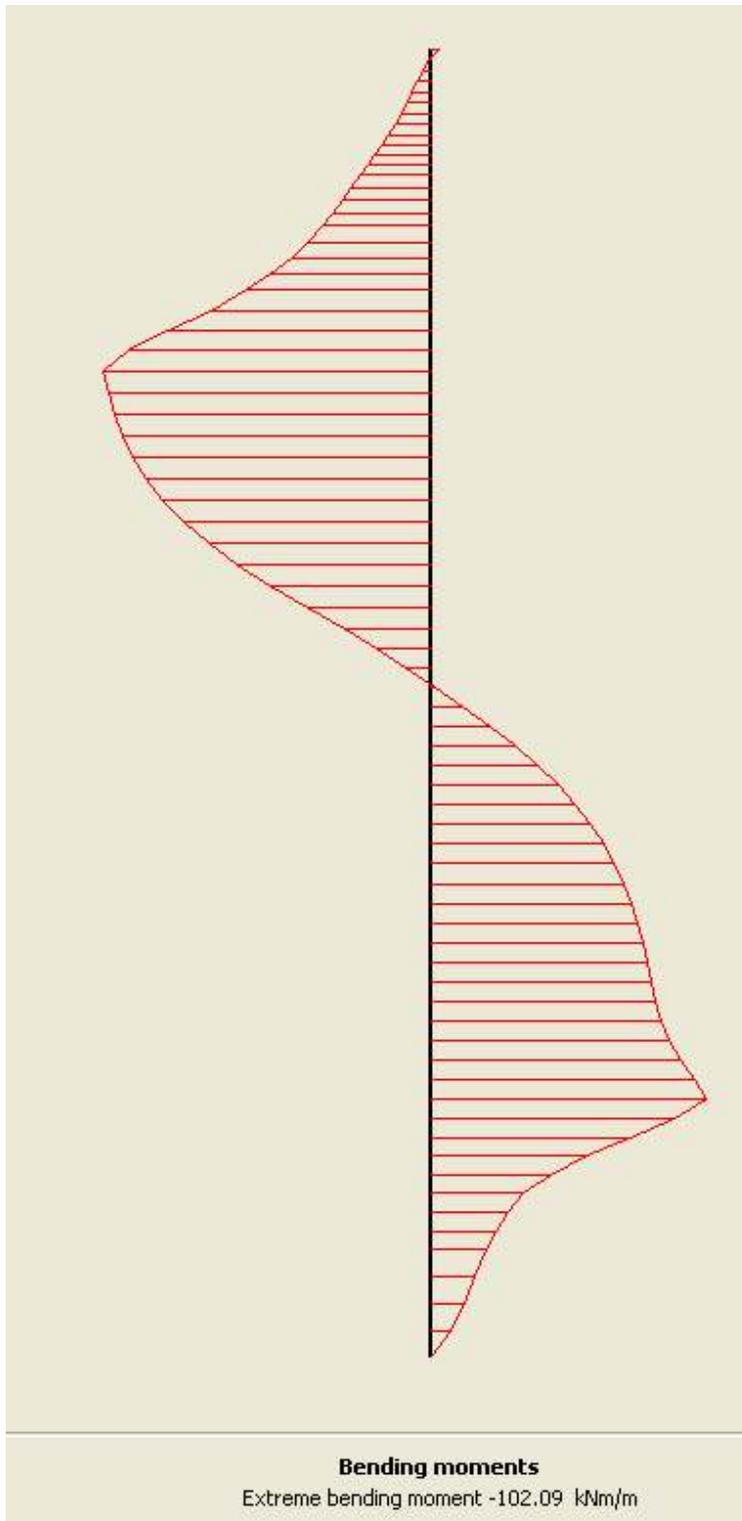


FIG. 33
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Pali fila 2
Sollecitazioni

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3

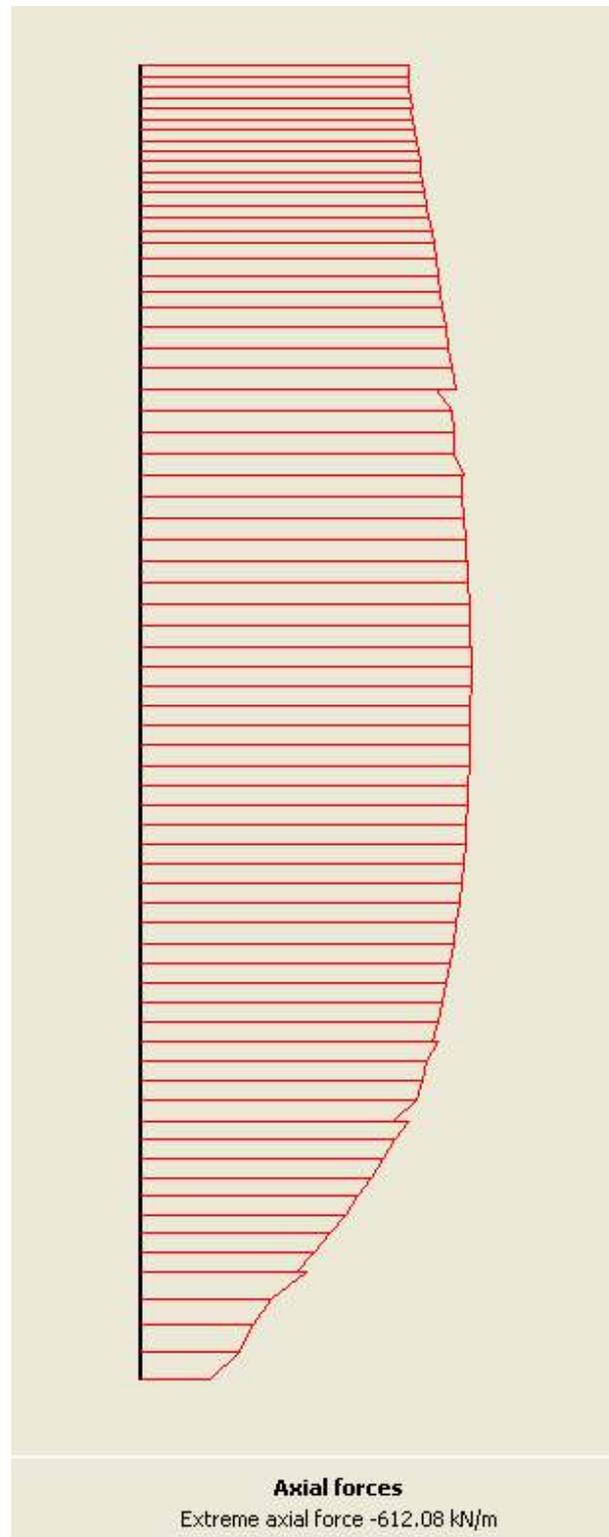
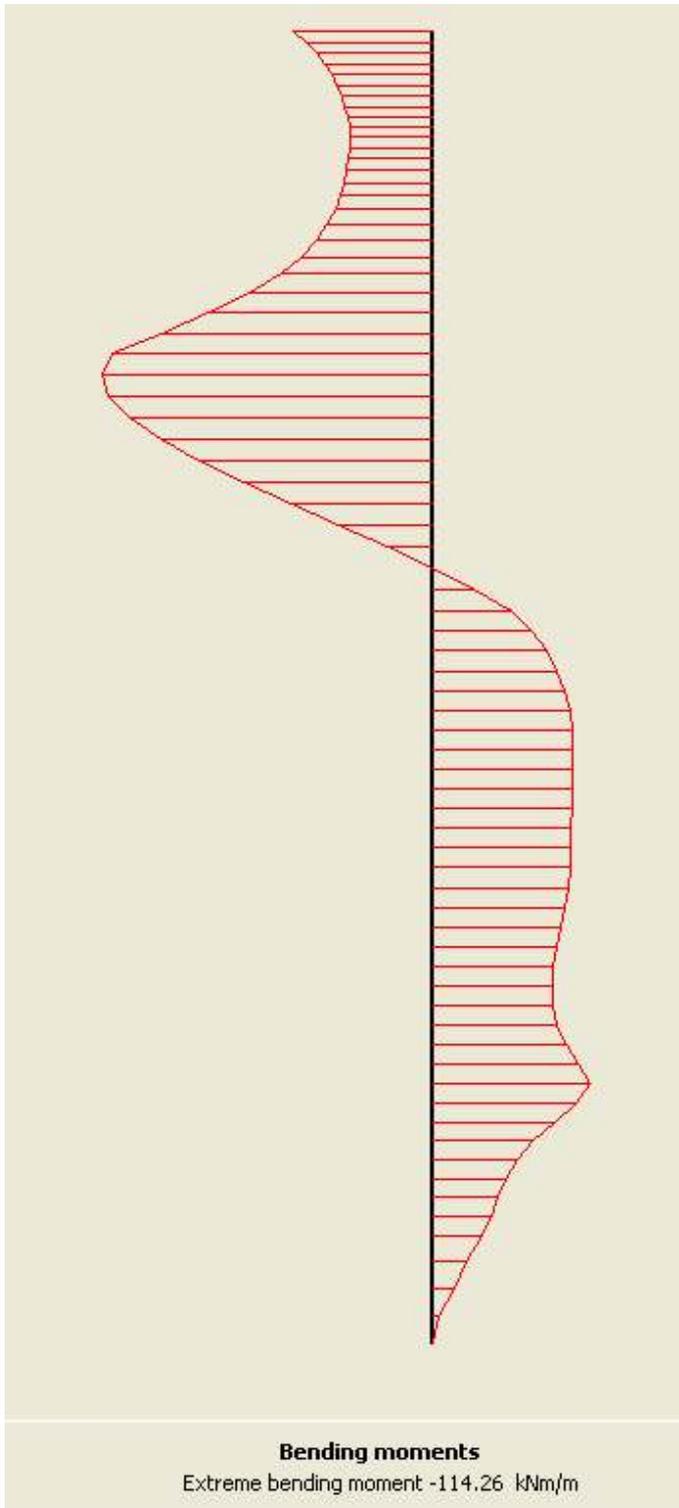


FIG. 34
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Pali fila 3
Sollecitazioni

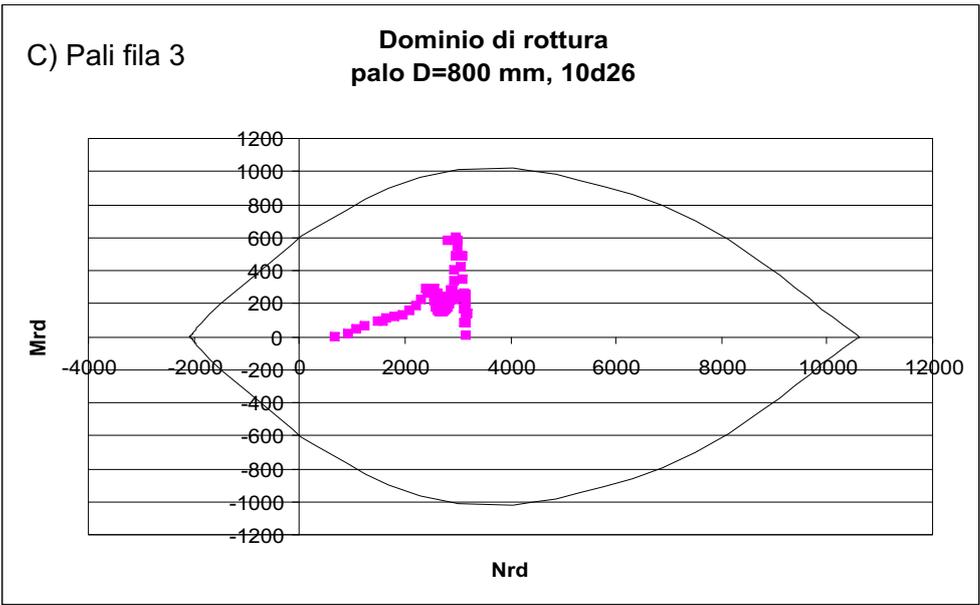
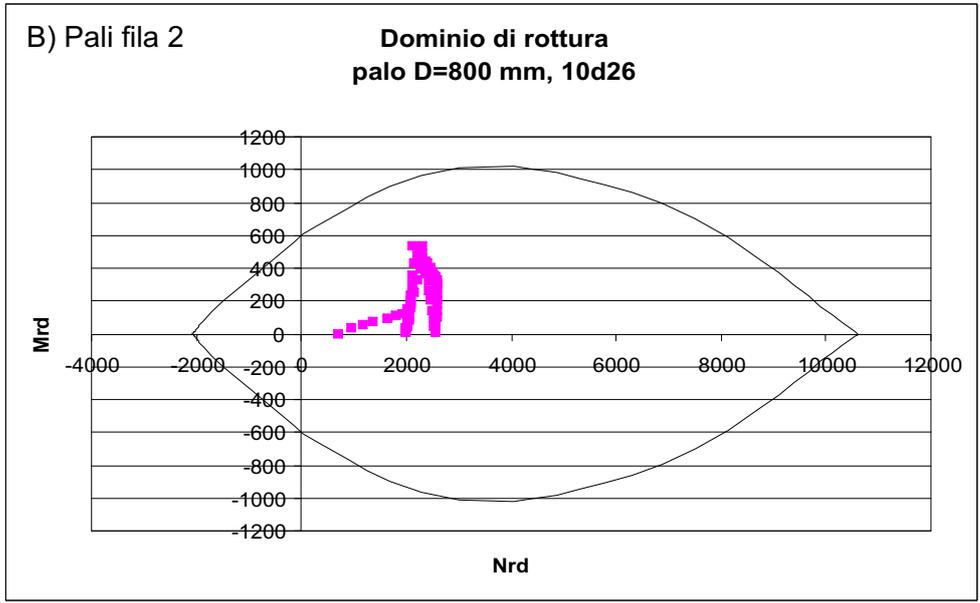
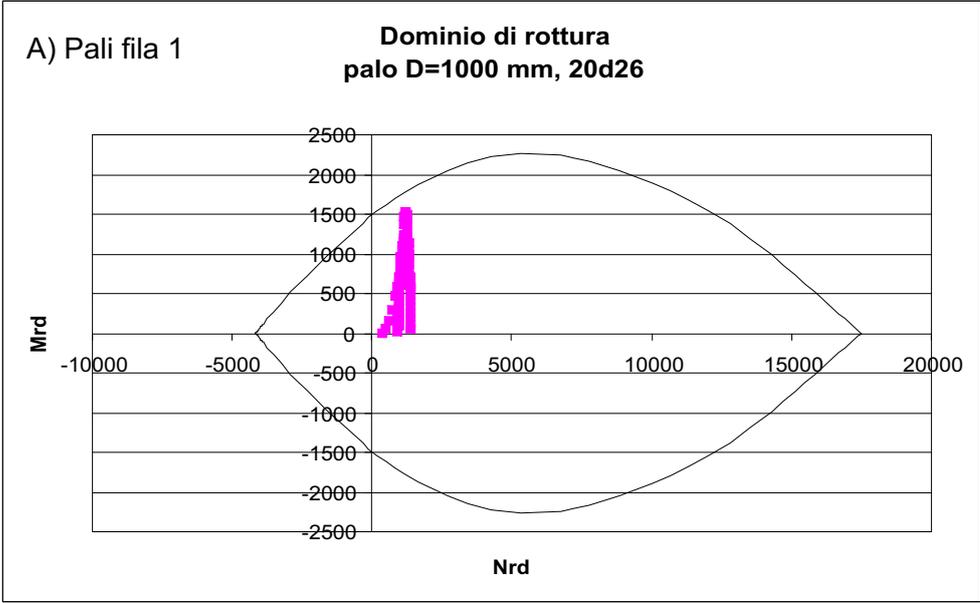
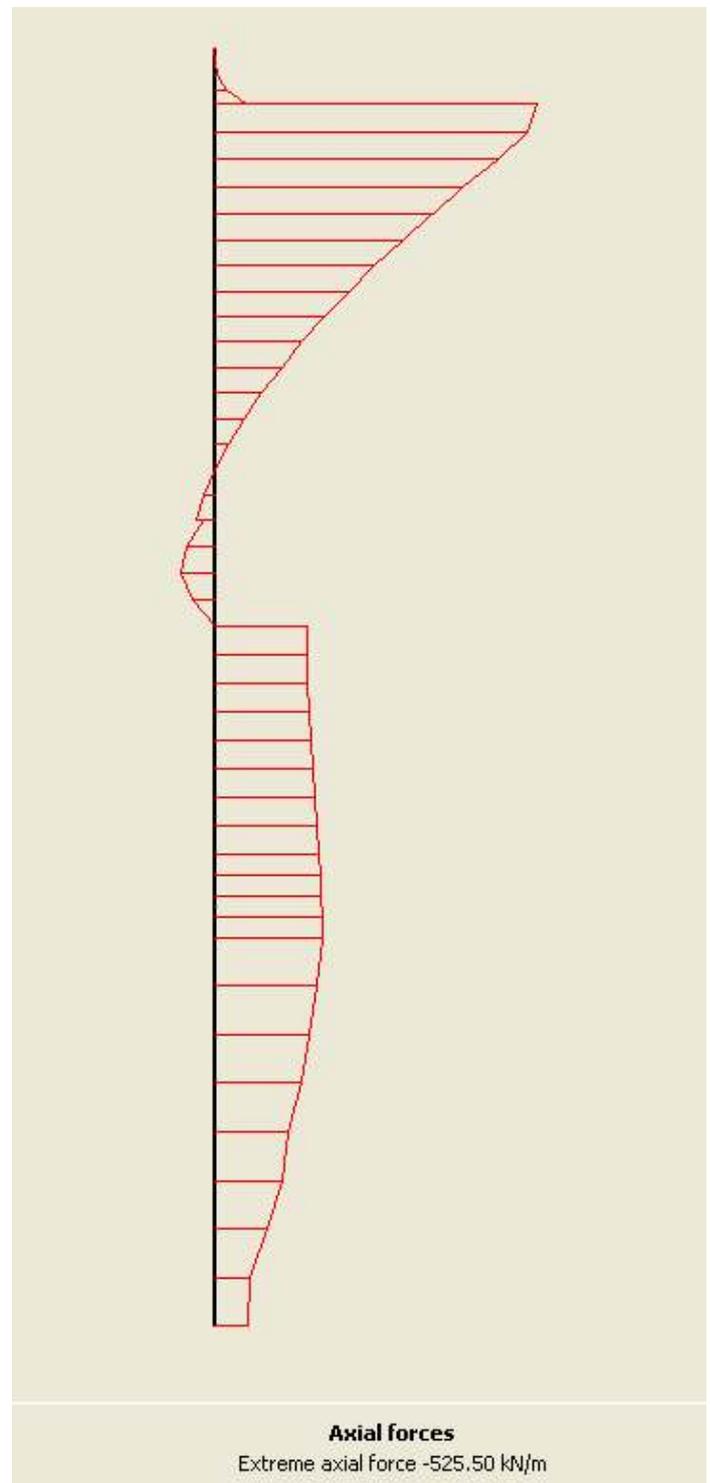
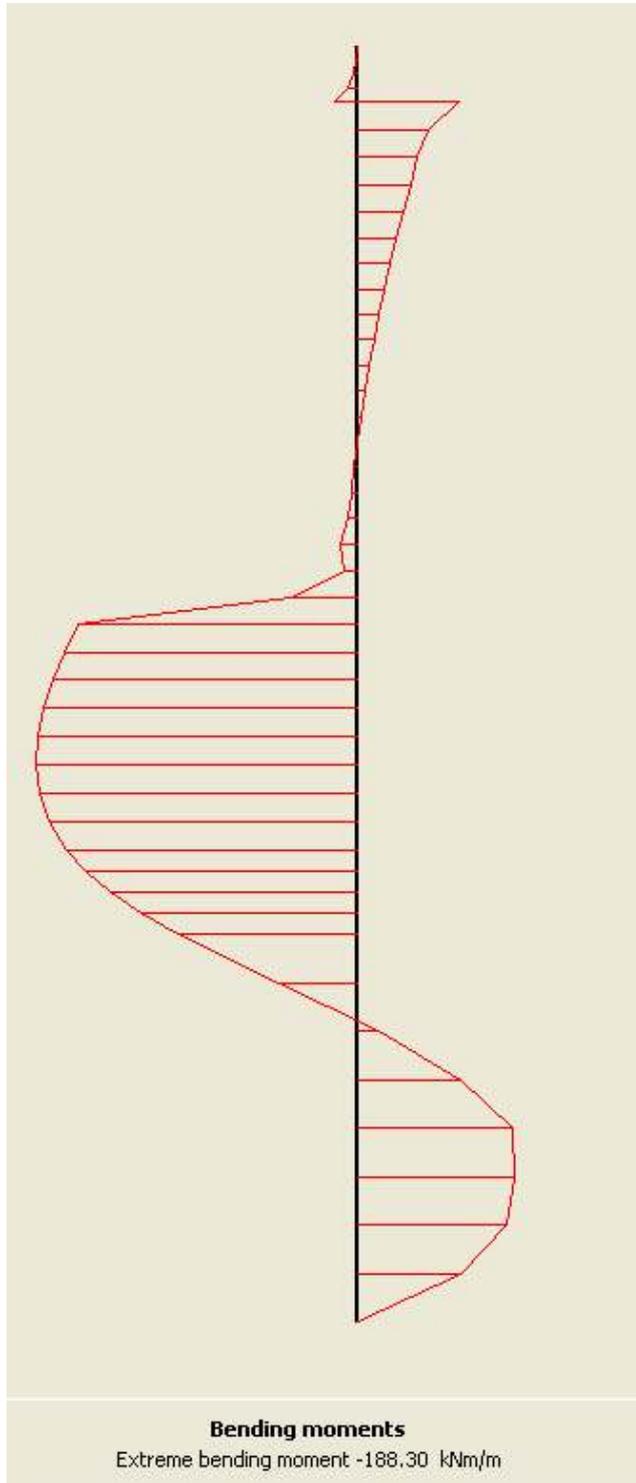


FIG. 35
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Pali file 1, 2, 3
Verifiche di resistenza

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3



T=0
Tensione massima: 149.8 N/mm²

T=50 anni
Tensione massima: 199.4 N/mm²

FIG. 36
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Palancola
Sollecitazioni e tensioni

Sollecitazioni a metro lineare da
moltiplicare per il coefficiente 1.3

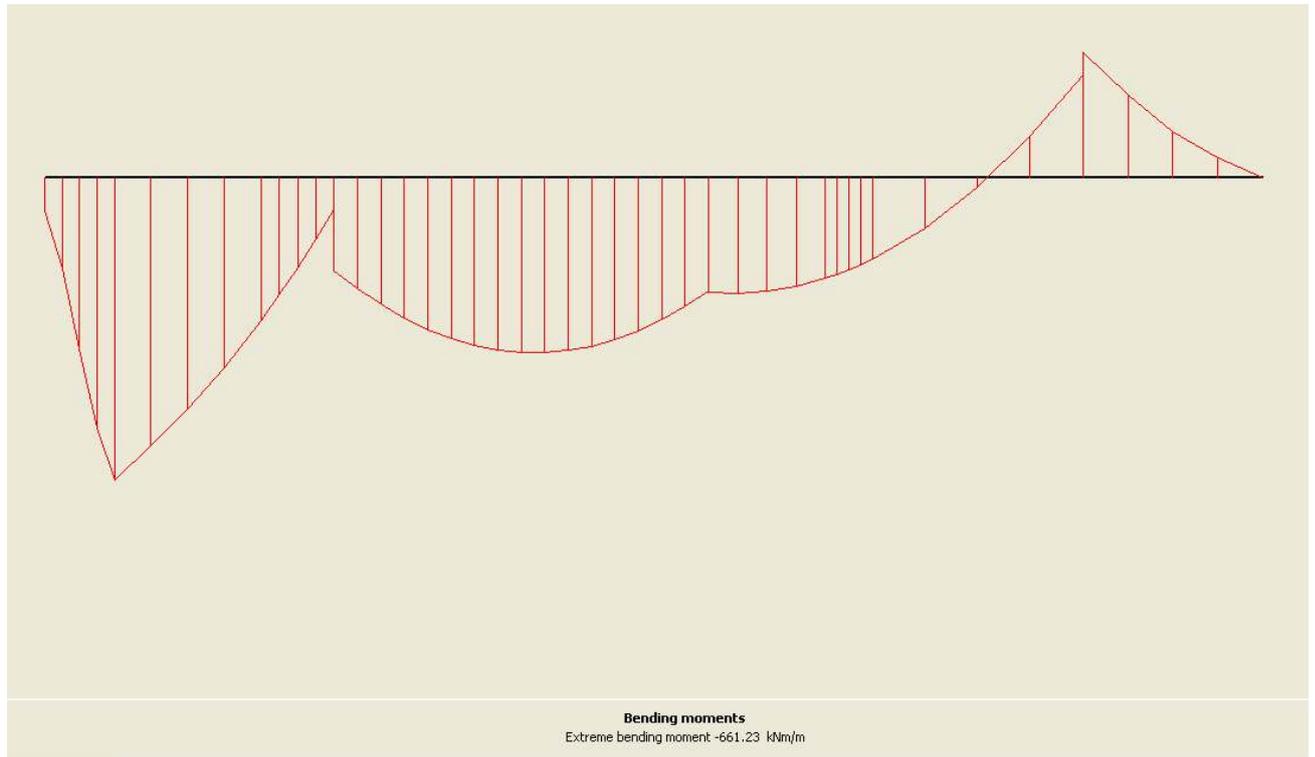


FIG. 37
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Soletta pali
Sollecitazioni

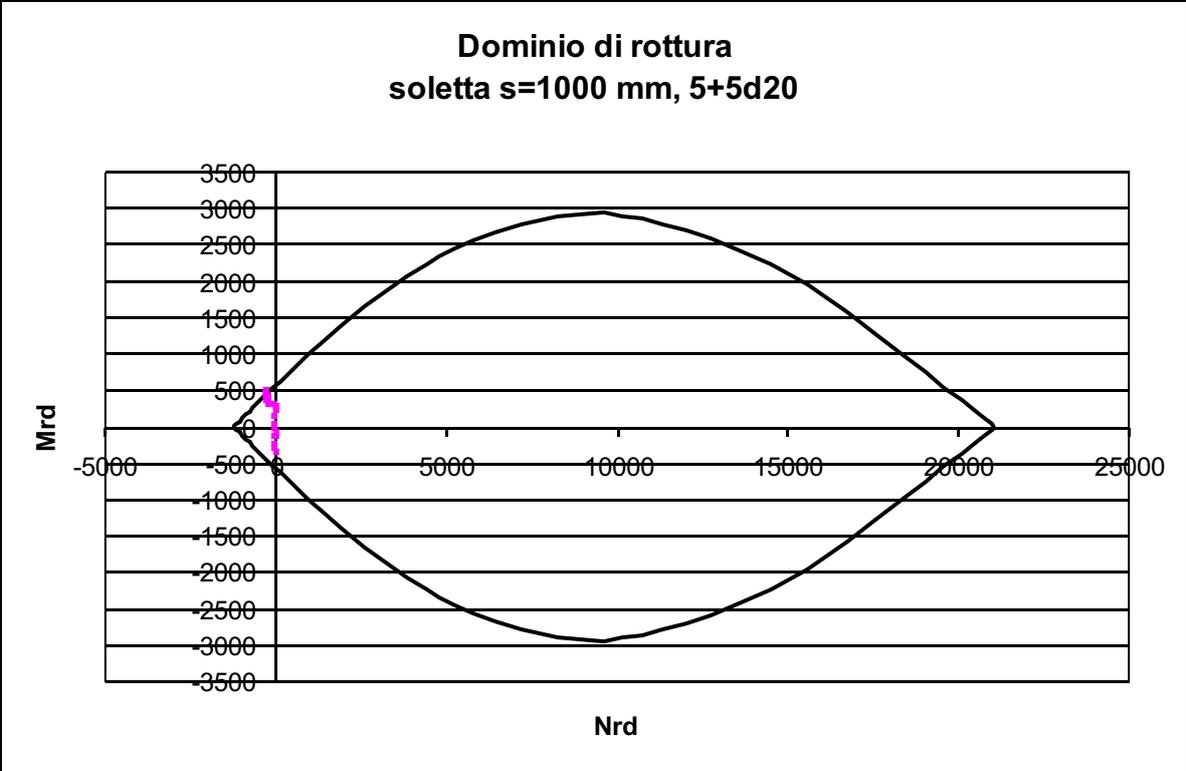
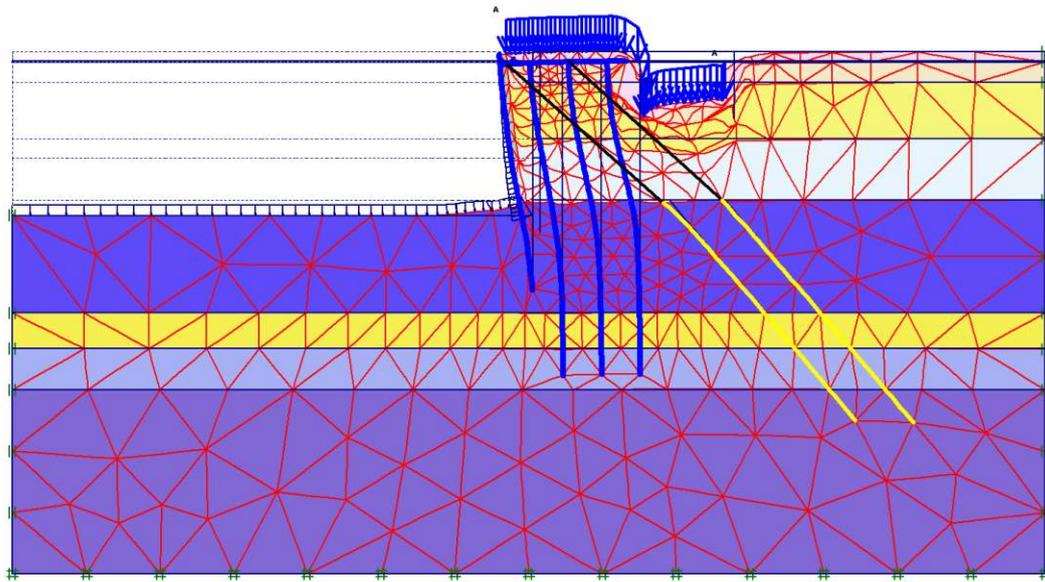


FIG. 38
Fondale a -15.00 m_Caso 1_Soletta pali
Verifiche di resistenza



Deformed mesh

Extreme total displacement $69.02 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 100.00 times)



Project description					Iter03		
Project name	2010_H15_01	Step	430	Date	11/05/10	User name	ENSER srl

FIG. 39
Fondale a -15.00 m_Caso 2
Rappresentazione del campo di spostamenti

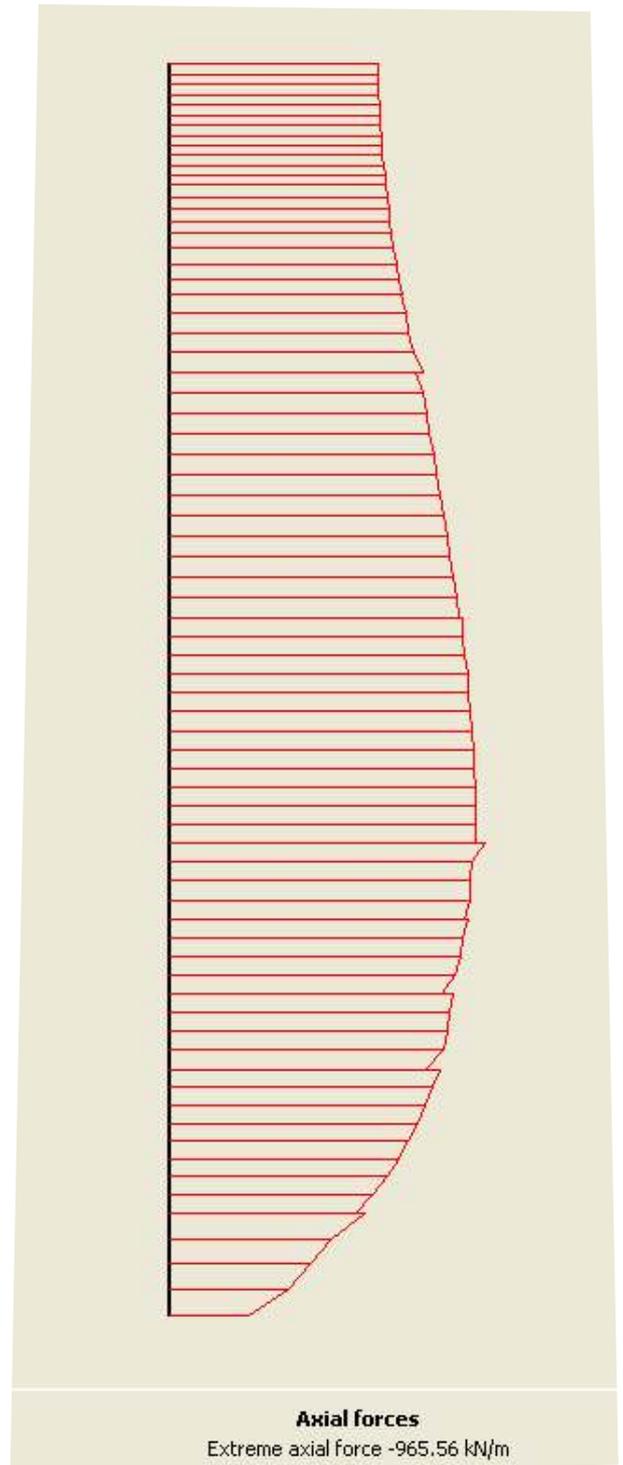
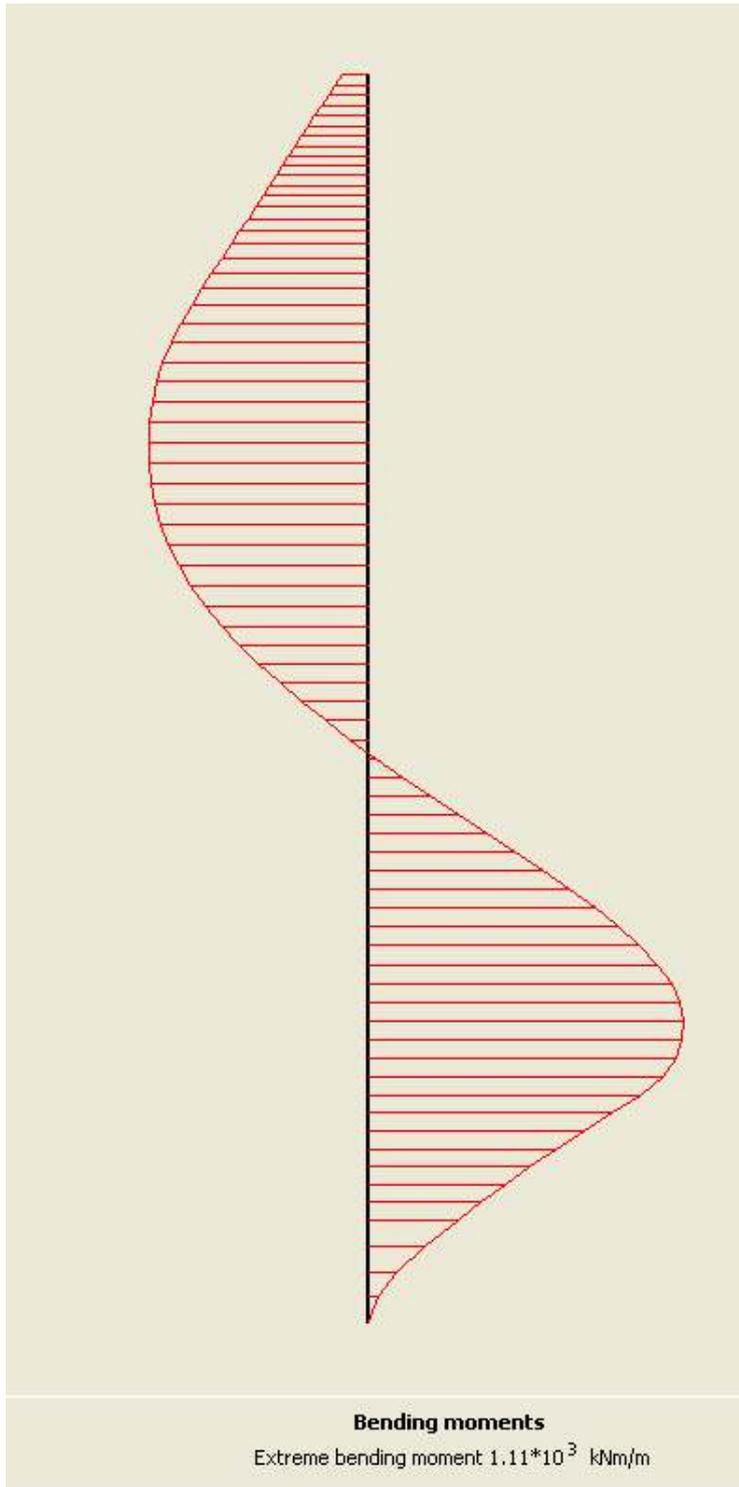


FIG. 40
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Pali fila 1
Sollecitazioni

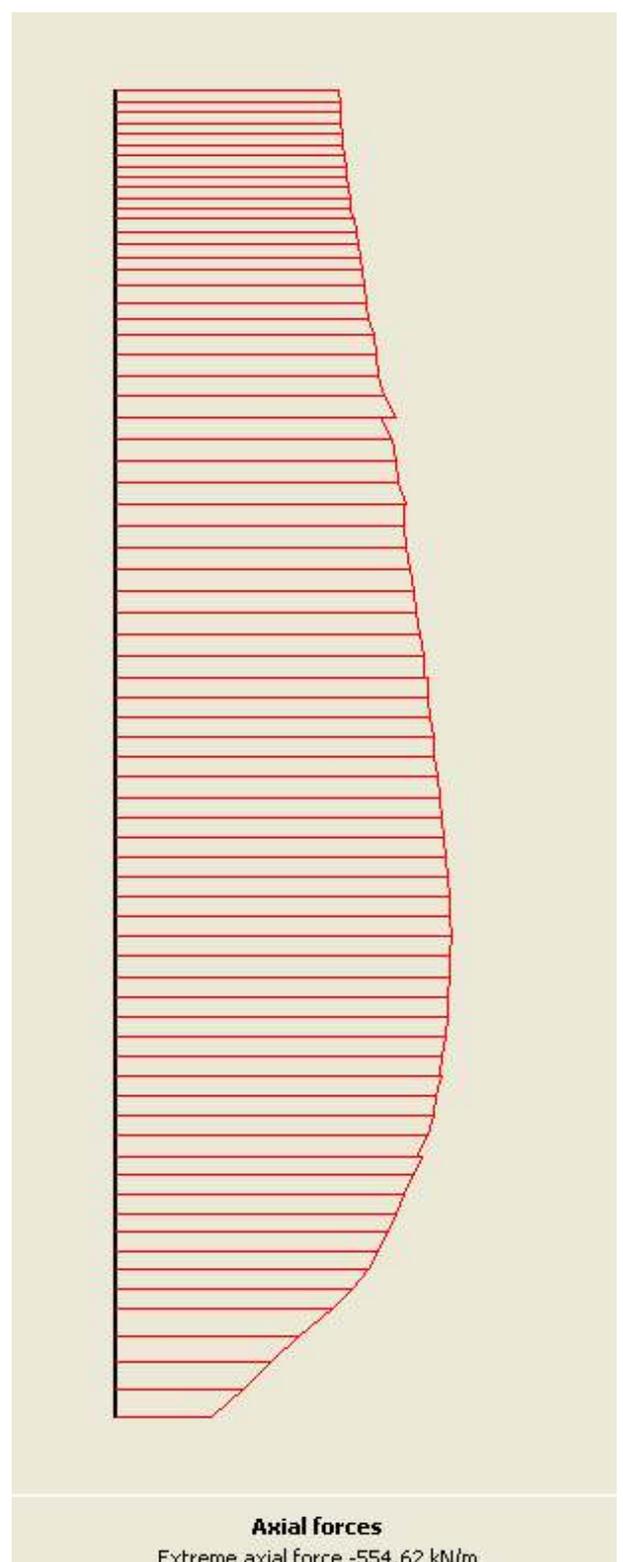
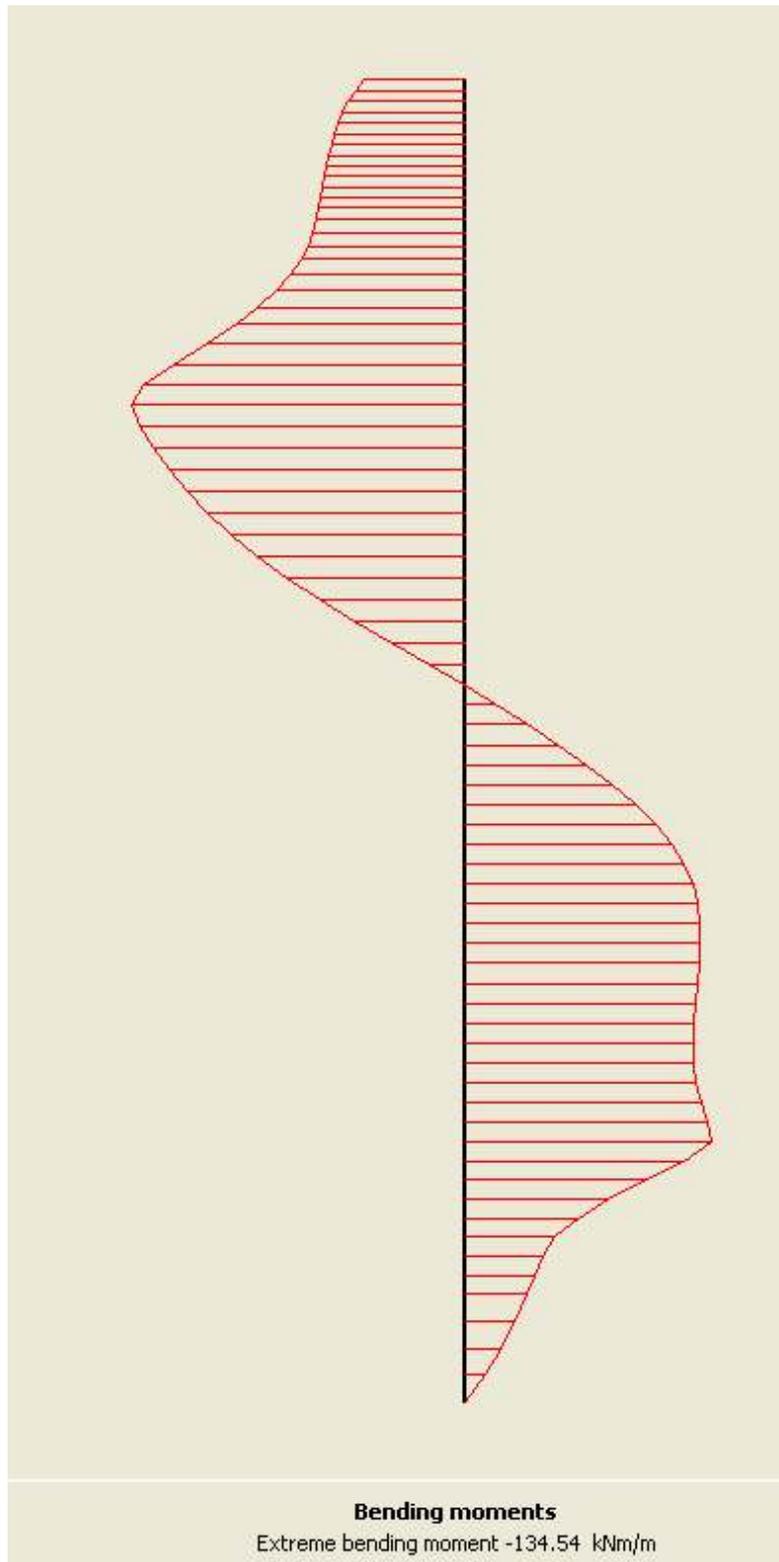


FIG. 41
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Pali fila 2
Sollecitazioni

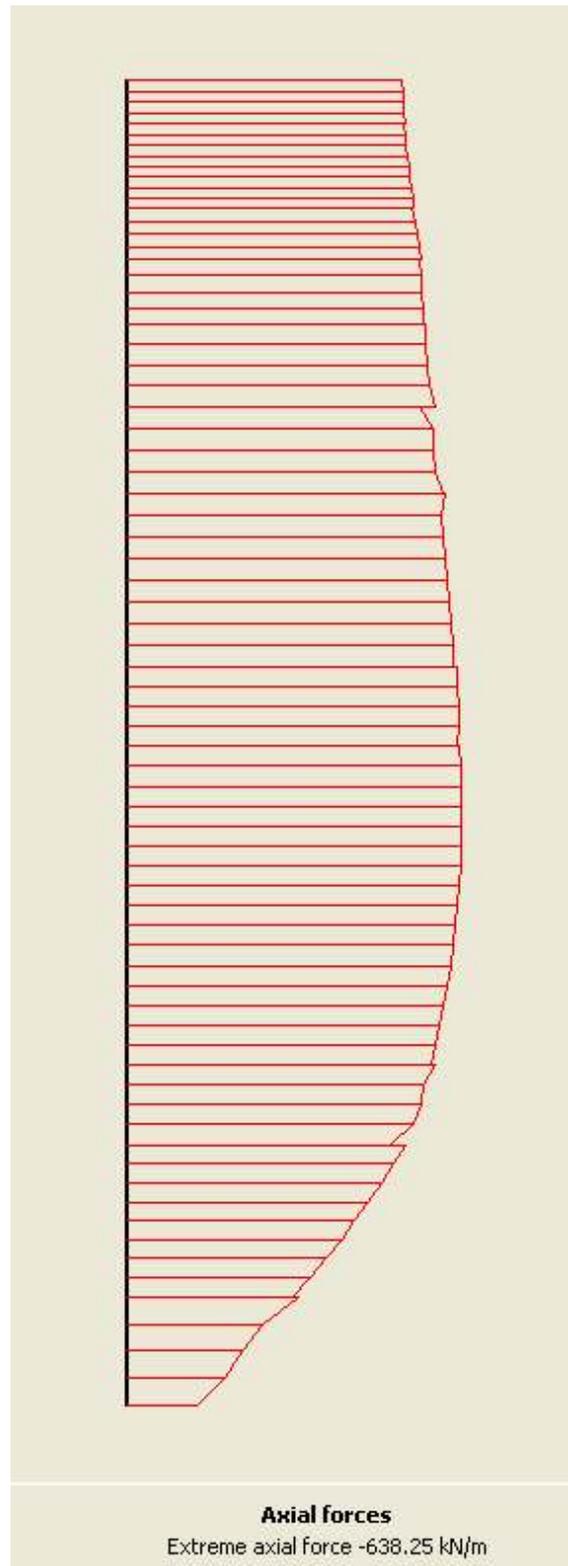
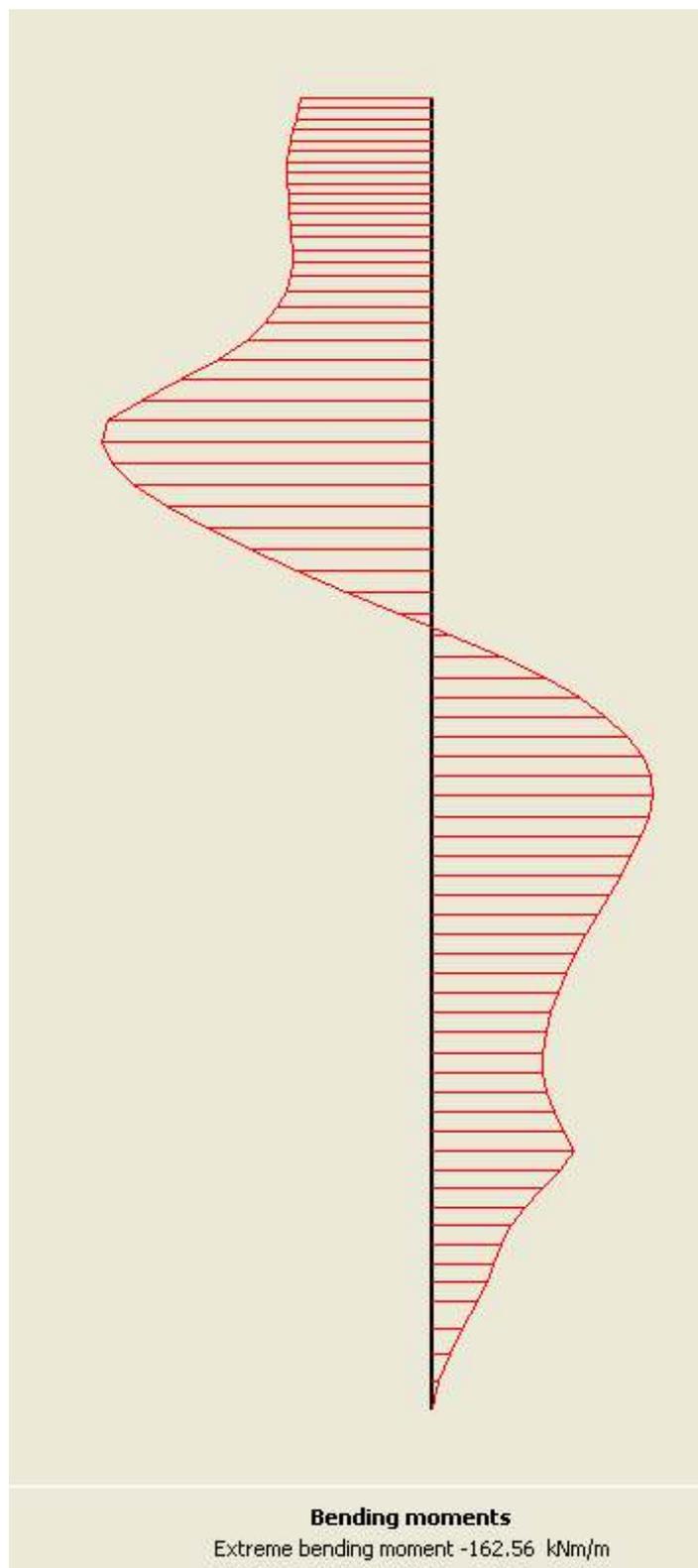


FIG. 42
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Pali fila 3
Sollecitazioni

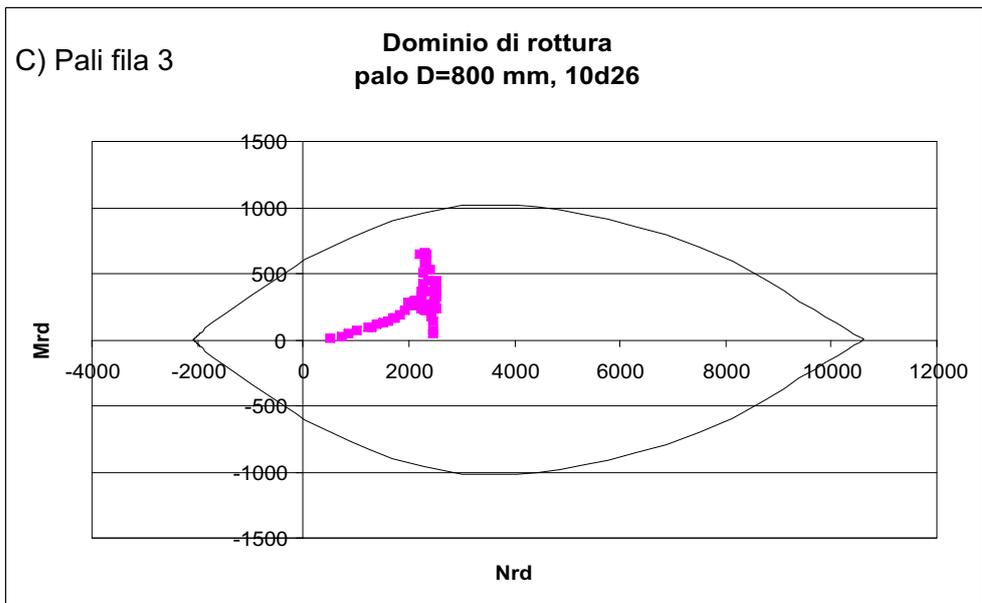
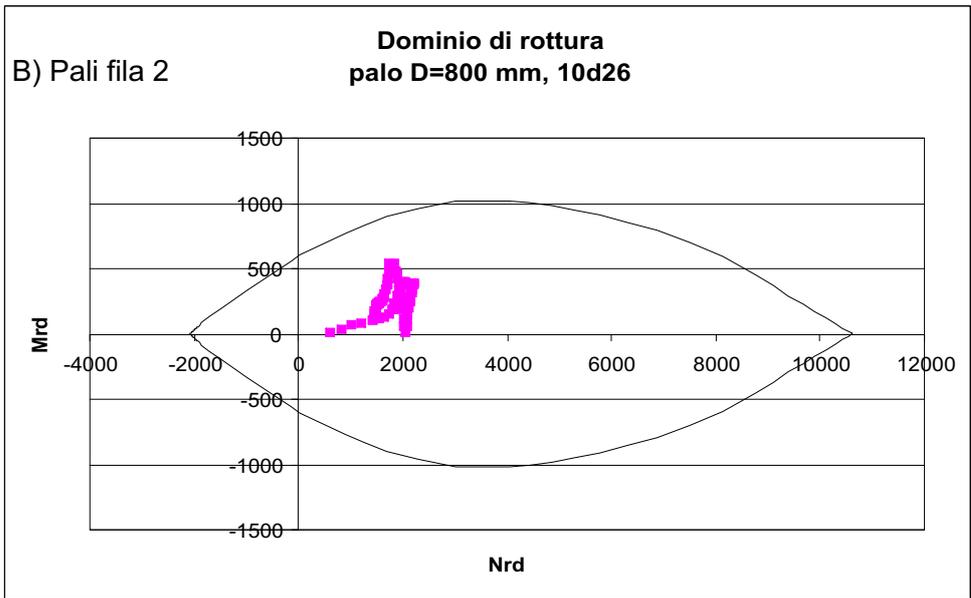
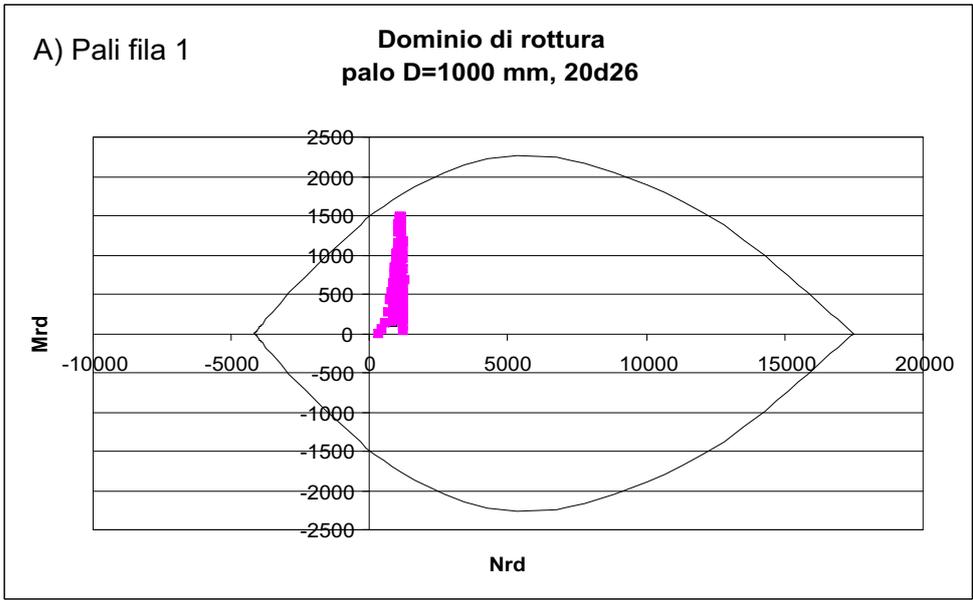
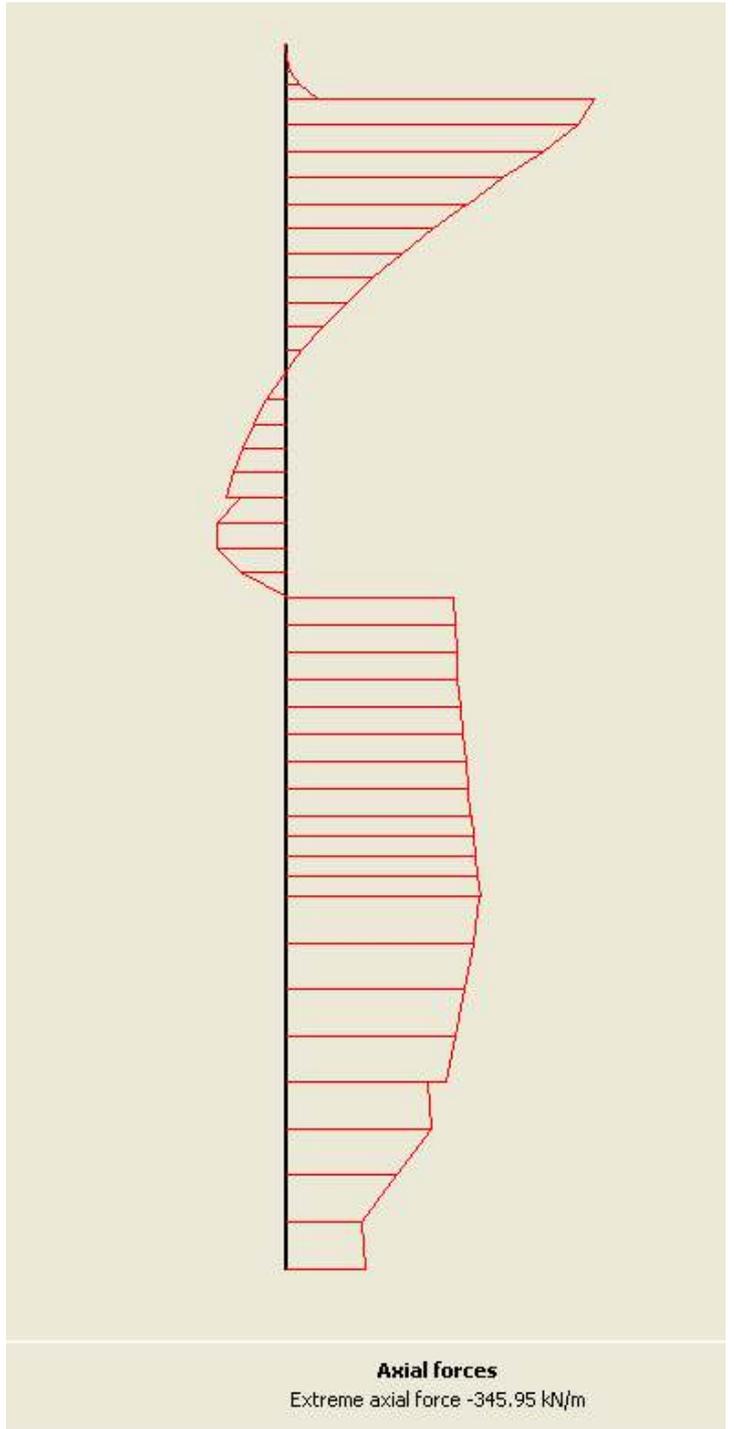
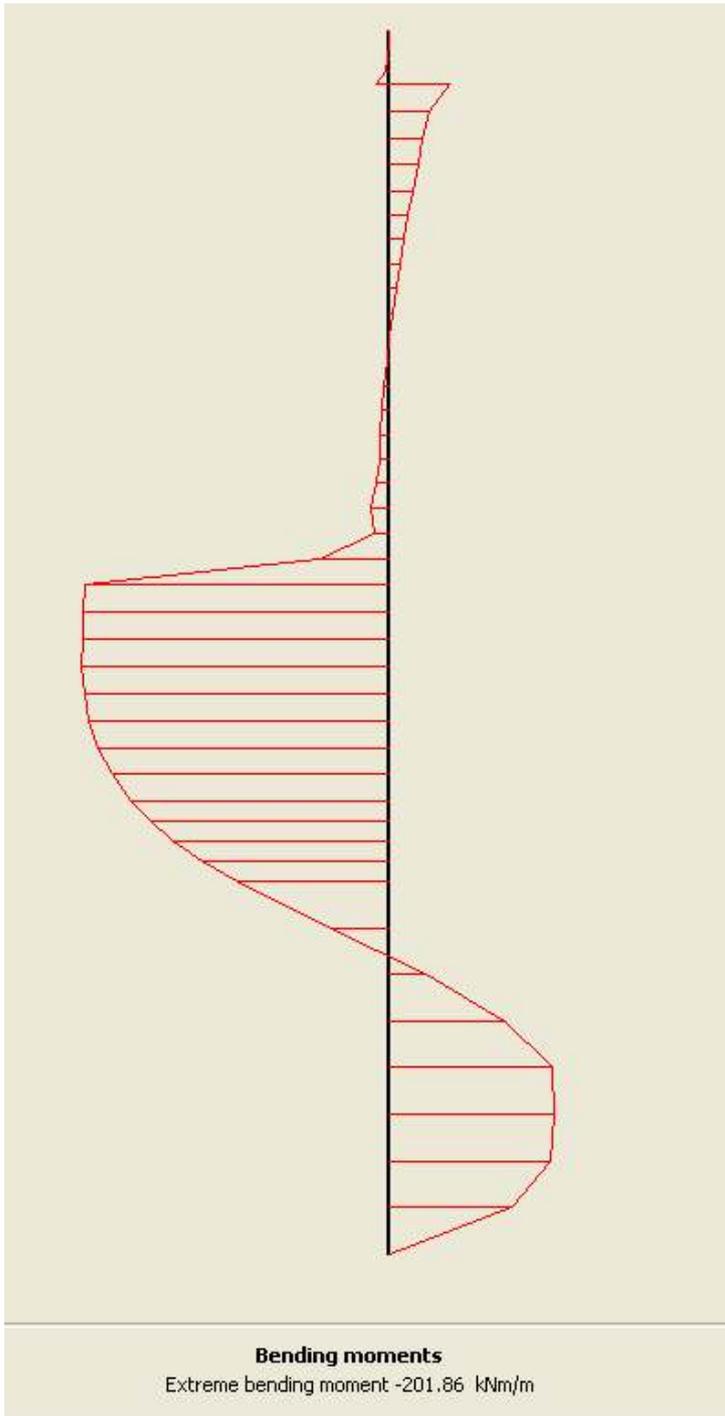


FIG. 43
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Pali file 1, 2, 3
Verifiche di resistenza



T=0
Tensione massima: 124.9 N/mm²

T=50 anni
Tensione massima: 166.3 N/mm²

FIG. 44
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Palancola
Sollecitazioni e tensioni

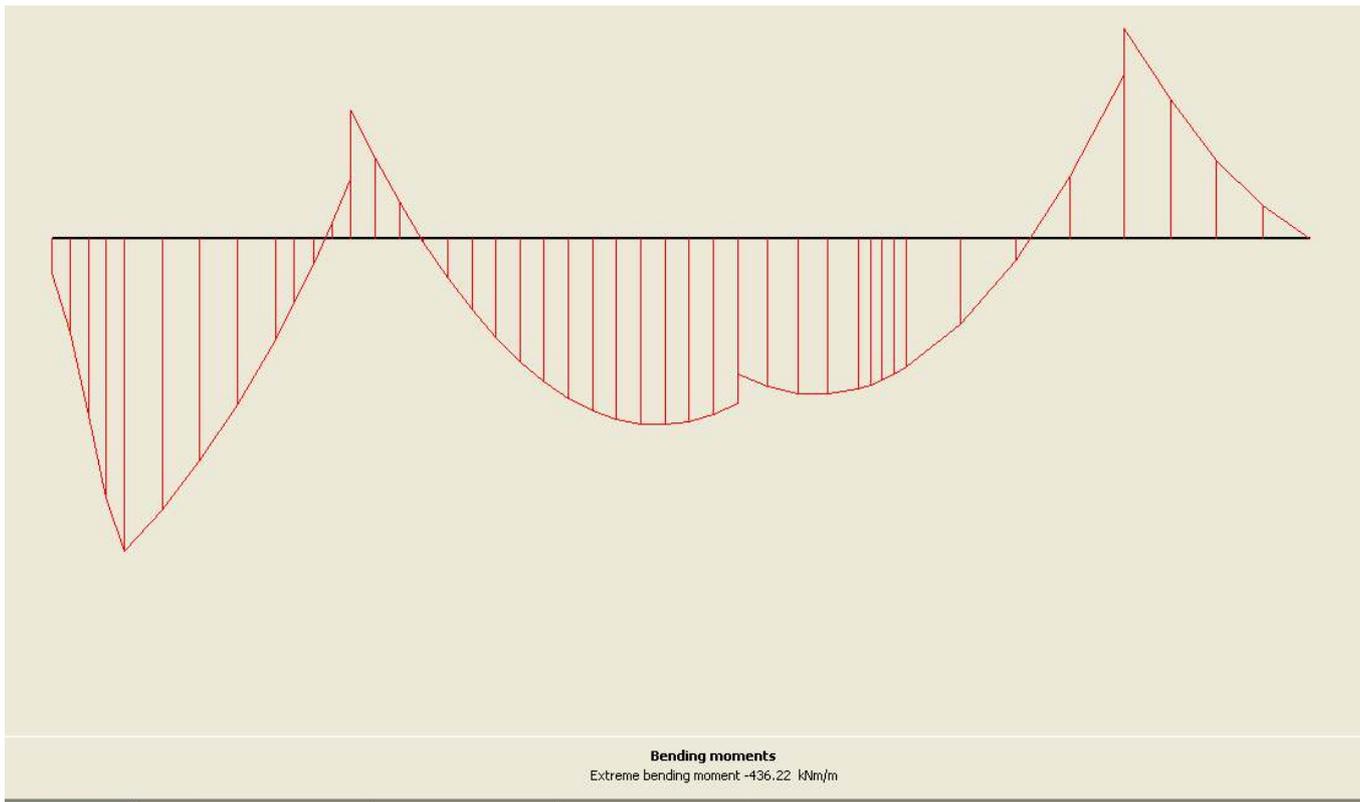


FIG. 45
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Soletta pali
Sollecitazioni

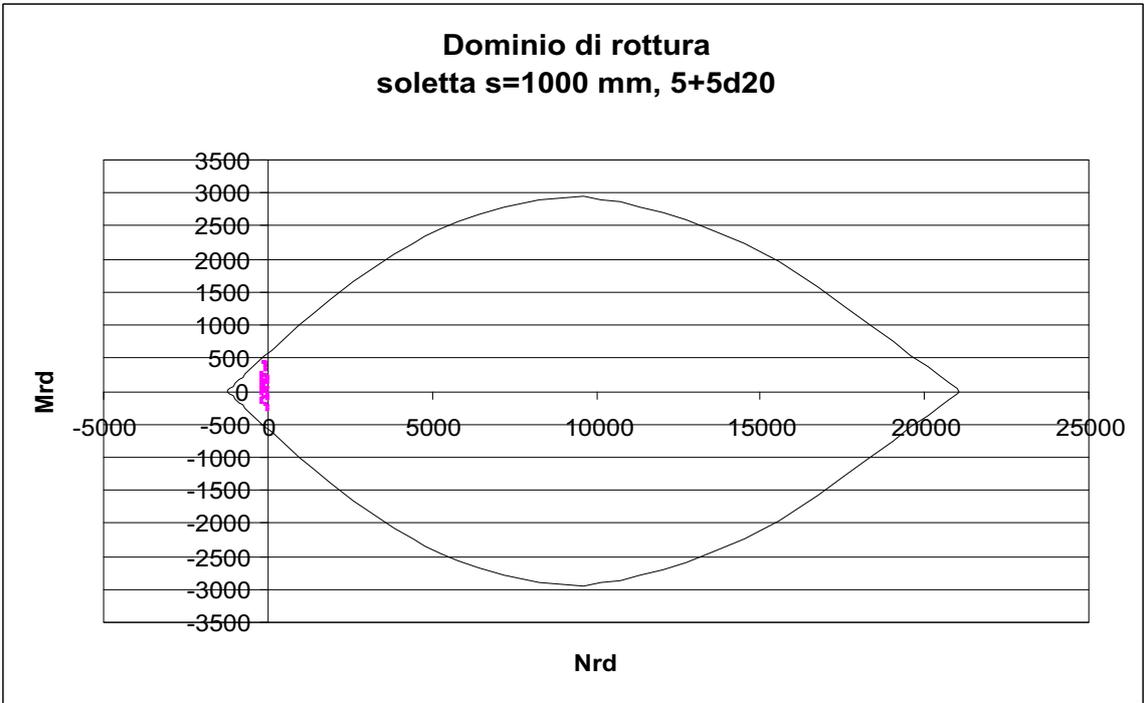
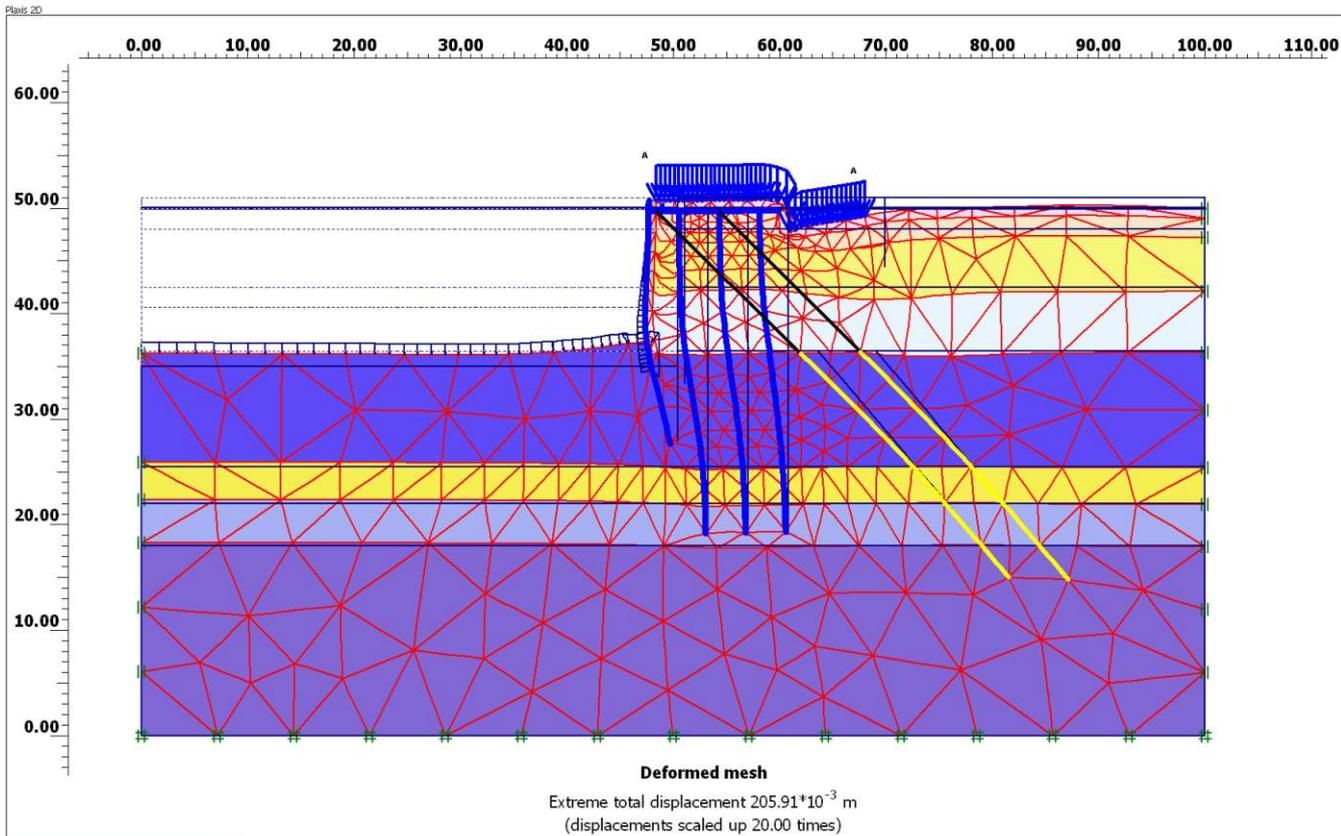
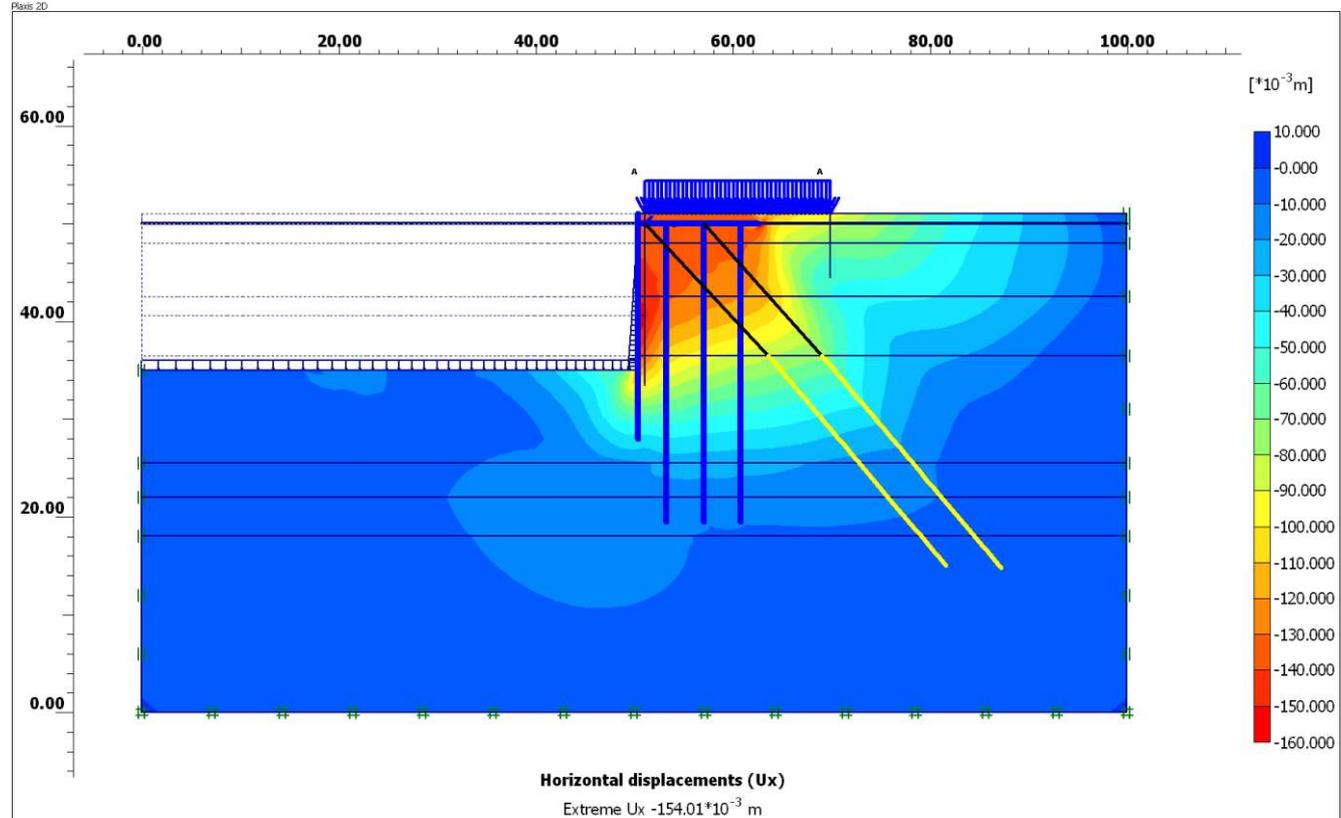


FIG. 46
Fondale a -15.00 m_Caso 2_Soletta pali
Verifiche di resistenza



 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 9.8.2.1192</small>	<i>Project description</i>				Iter03	
	<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>		
	2010_H15_01	268	11/05/10		ENSER srl	



 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 9.8.2.1192</small>	<i>Project description</i>				Iter03	
	<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>		
	2010_H15_01	268	11/05/10		ENSER srl	

FIG. 47
Fondale a -15.00 m_Caso 3
Rappresentazione del campo di spostamenti

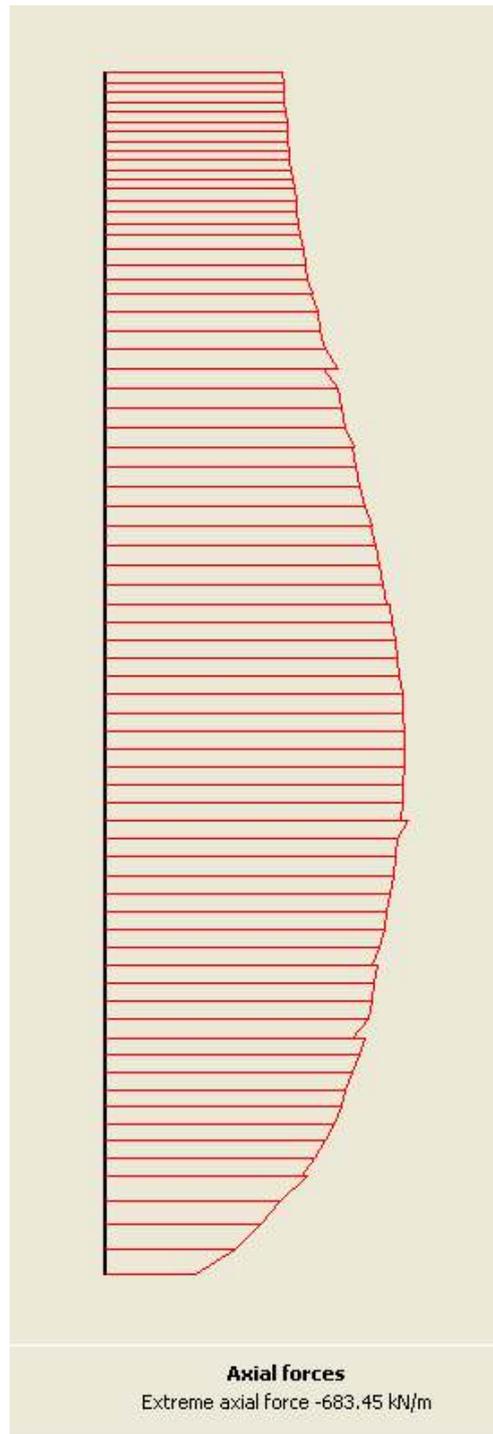
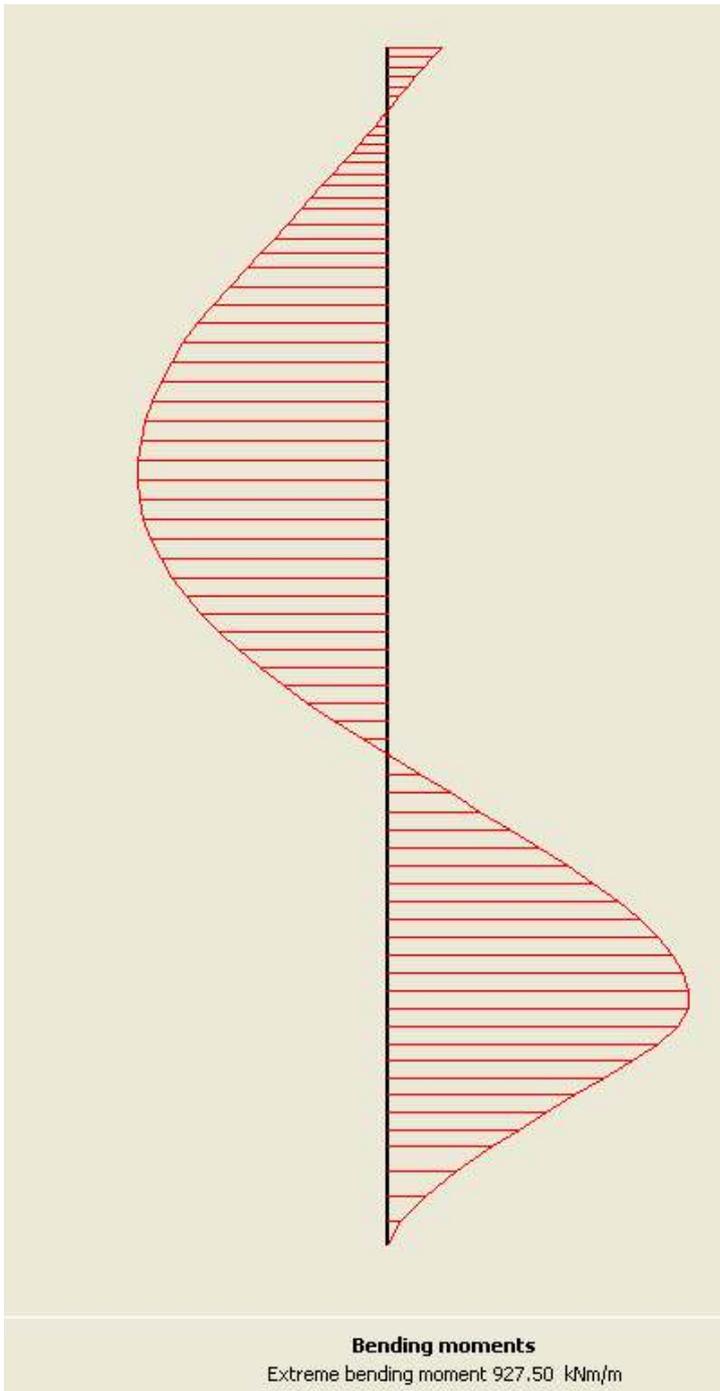


FIG. 48
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Pali fila 1
Sollecitazioni

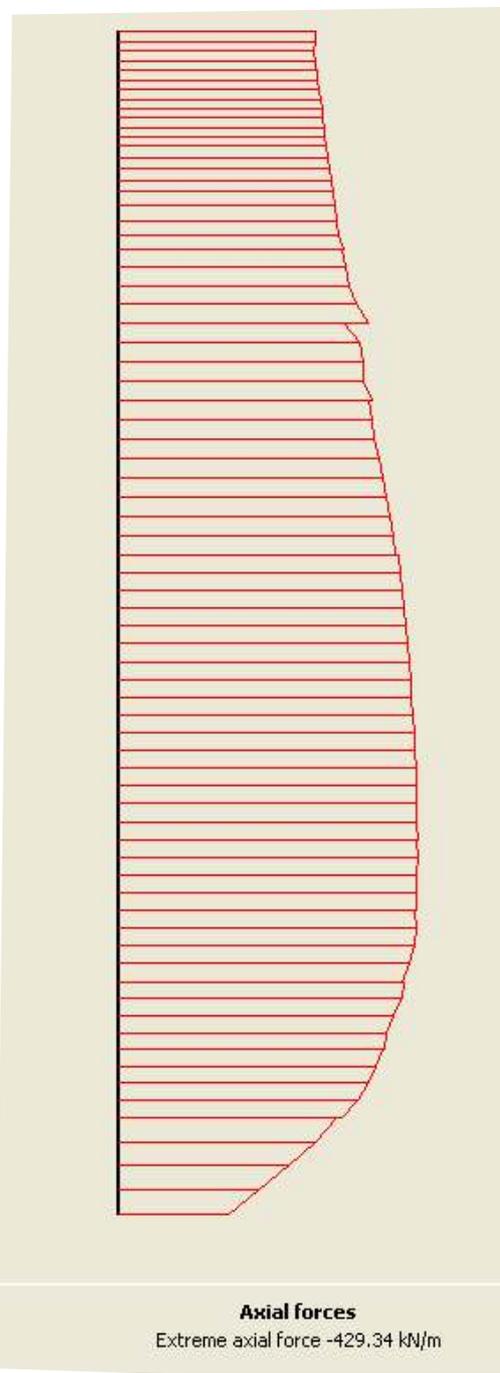
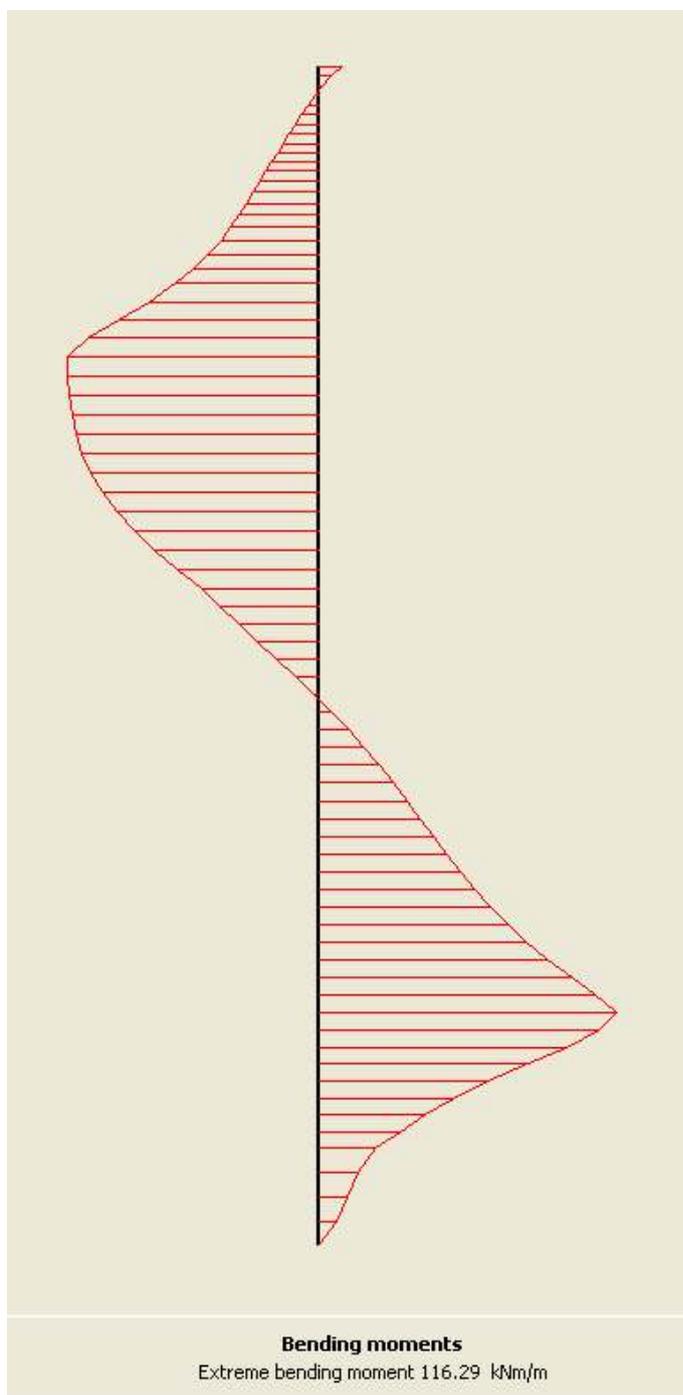


FIG. 49
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Pali fila 2
Sollecitazioni

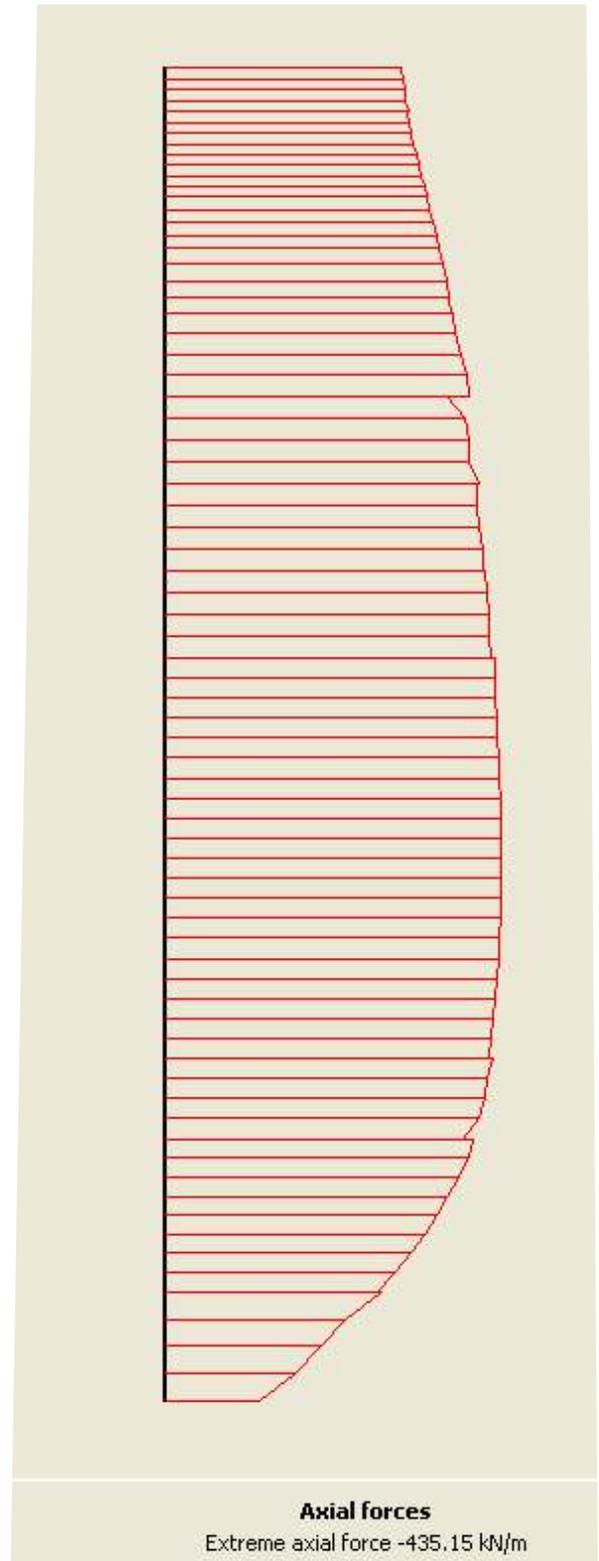
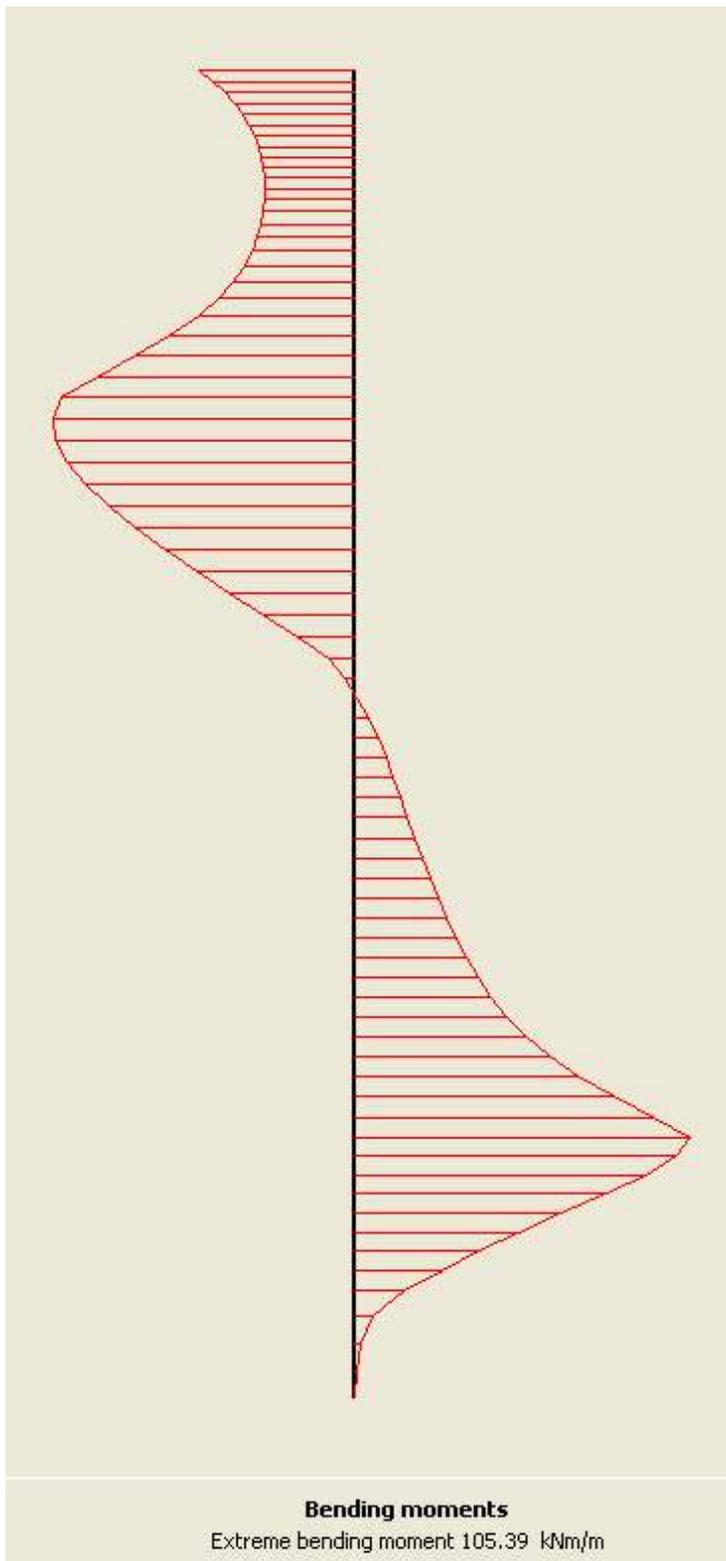


FIG. 50
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Pali fila 3
Sollecitazioni

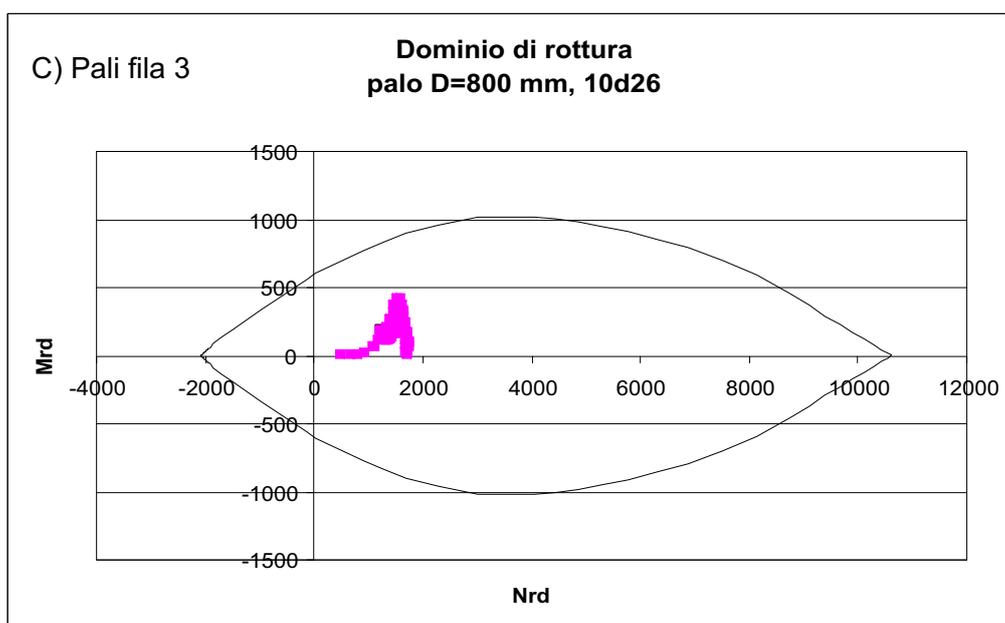
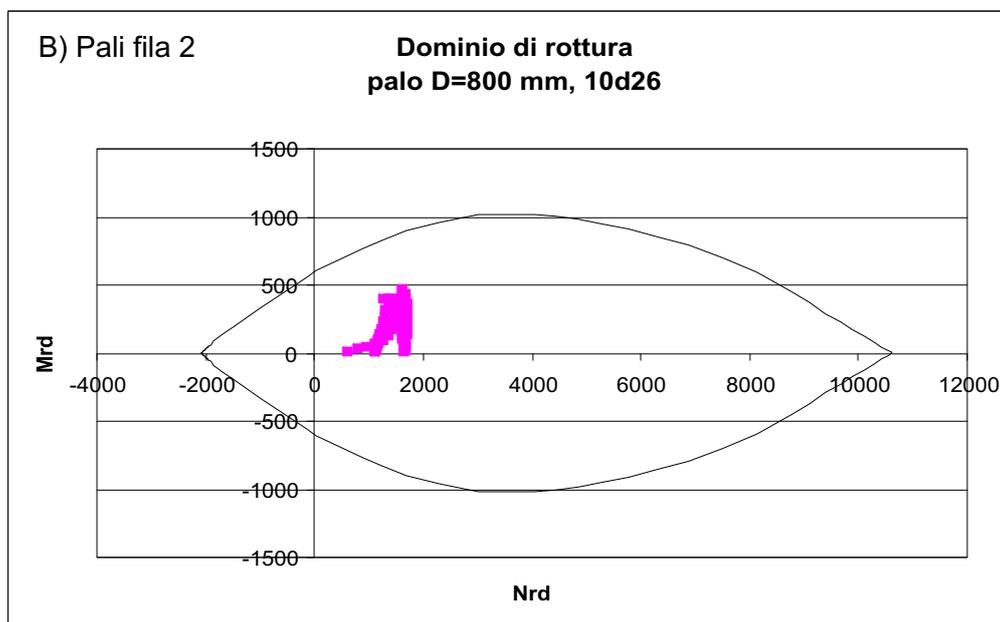
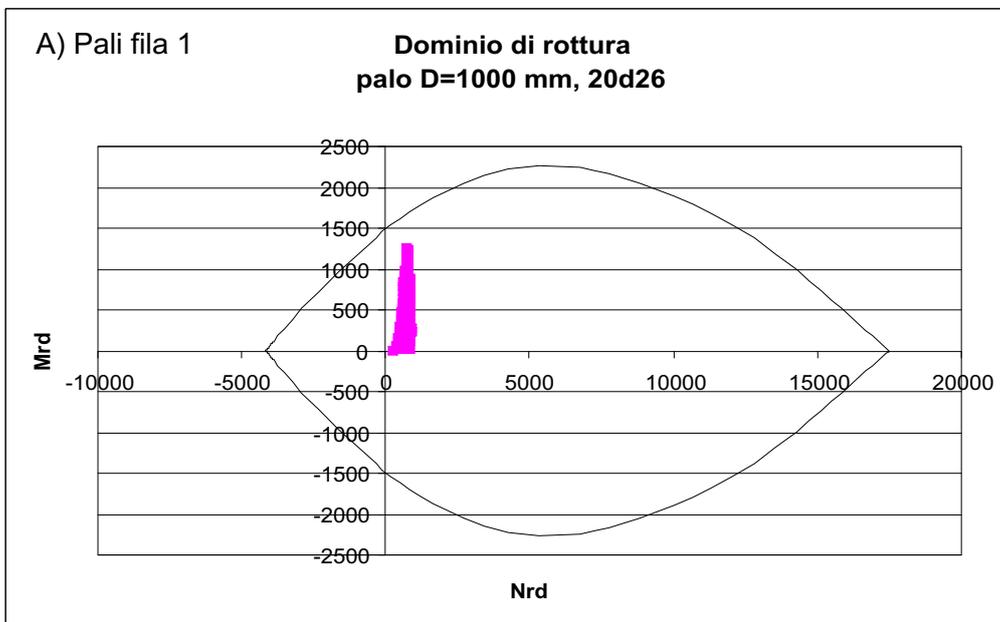
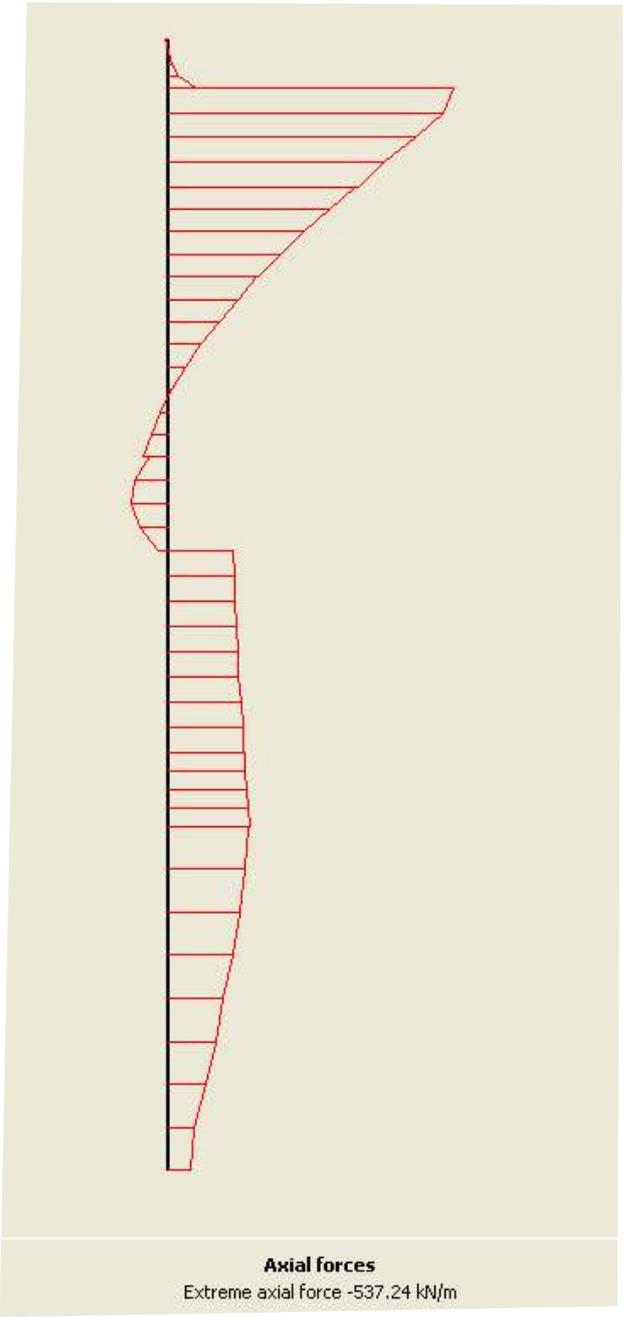
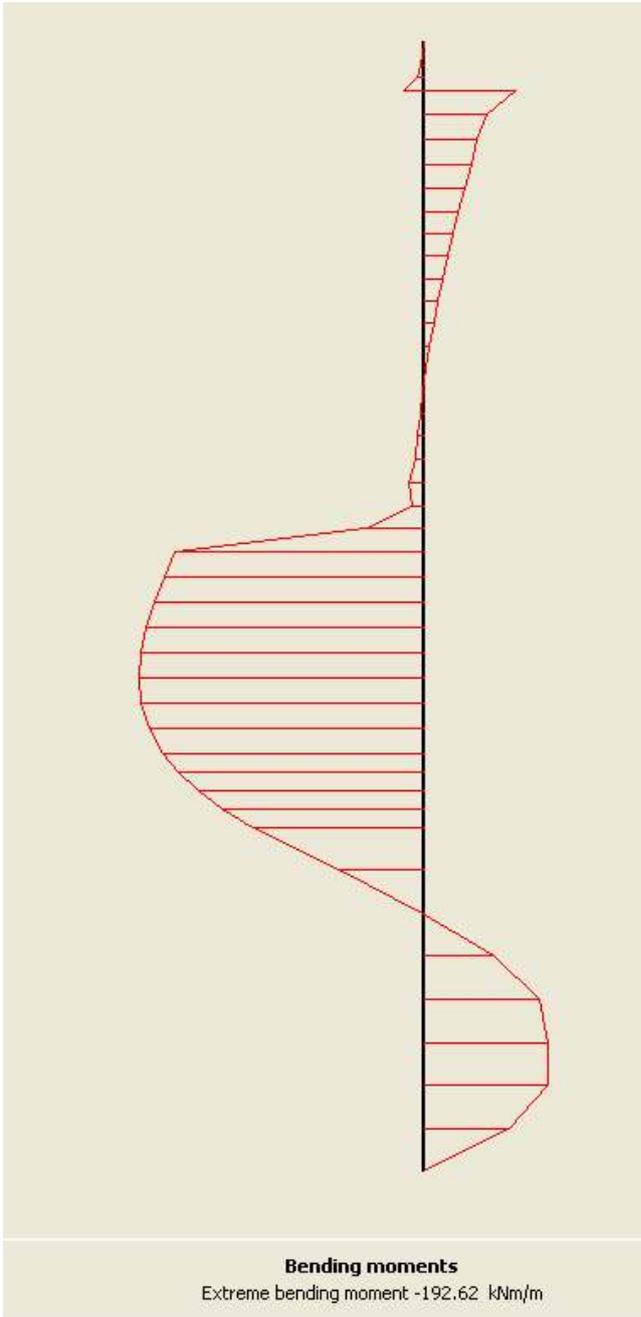


FIG. 51
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Pali file 1, 2, 3
Verifiche di resistenza



T=0	
Tensione massima:	115.9 N/mm ²
T=50 anni	
Tensione massima:	154.3 N/mm ²

FIG. 52
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Palancola
Sollecitazioni e tensioni

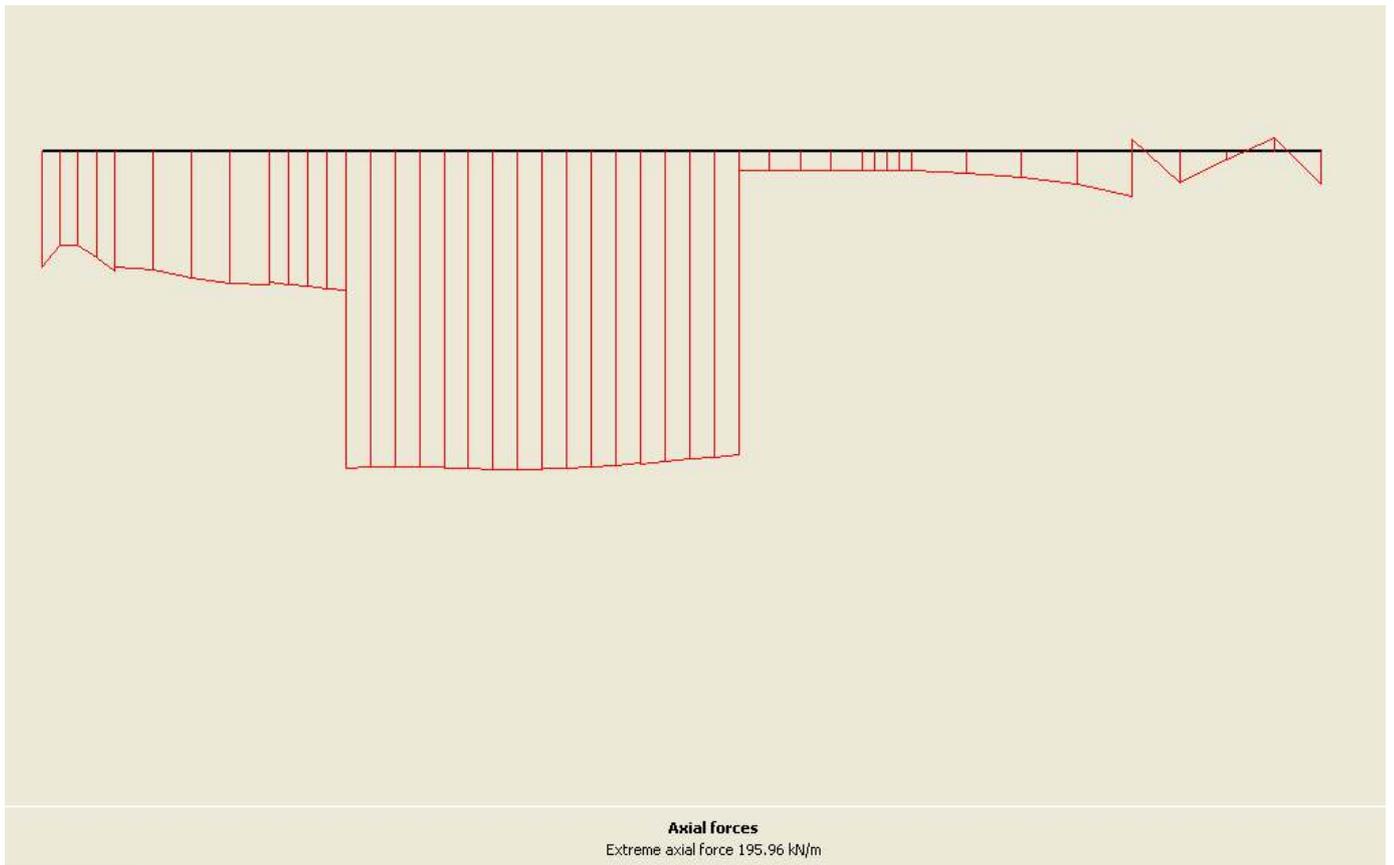
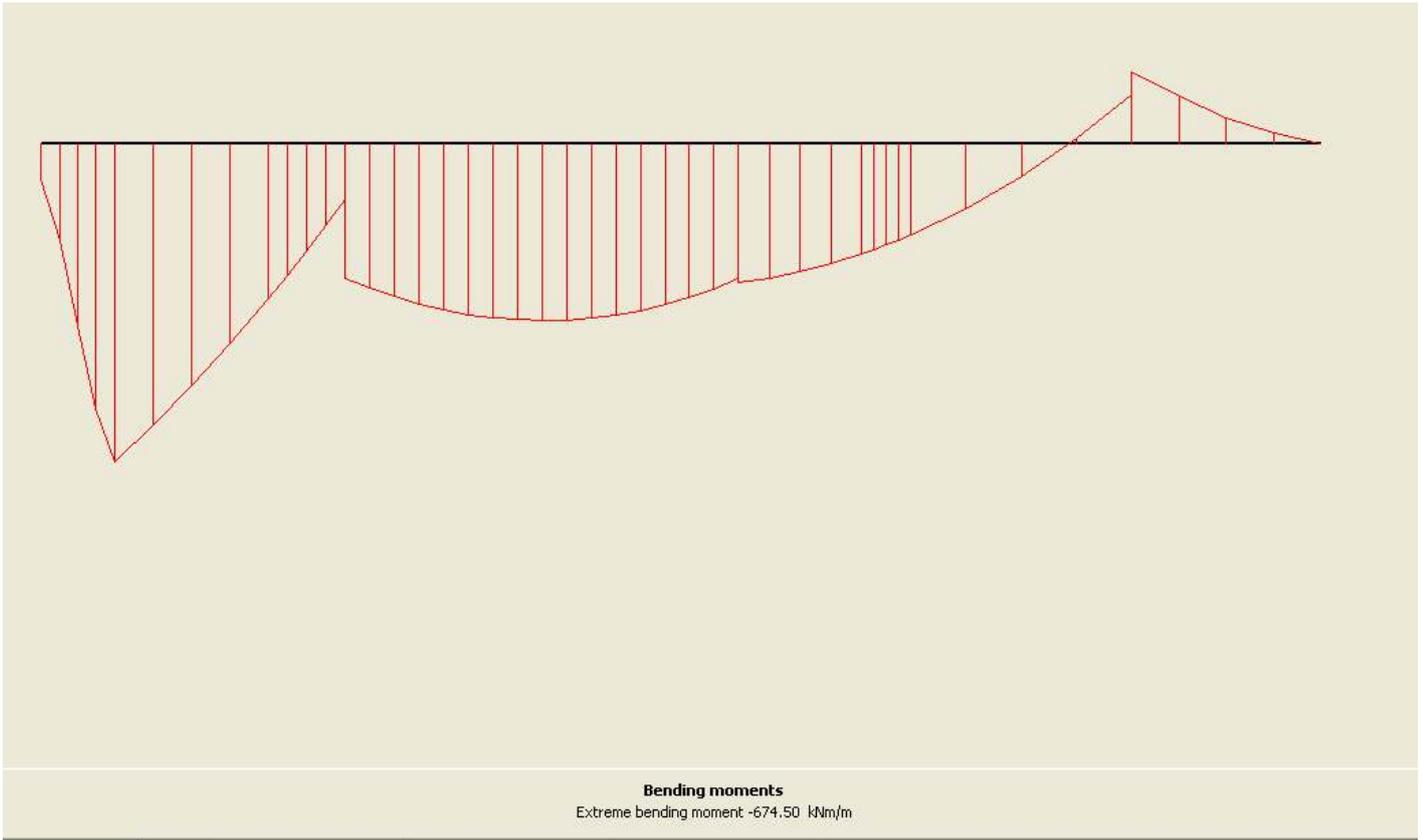


FIG. 53
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Soletta pali
Sollecitazioni

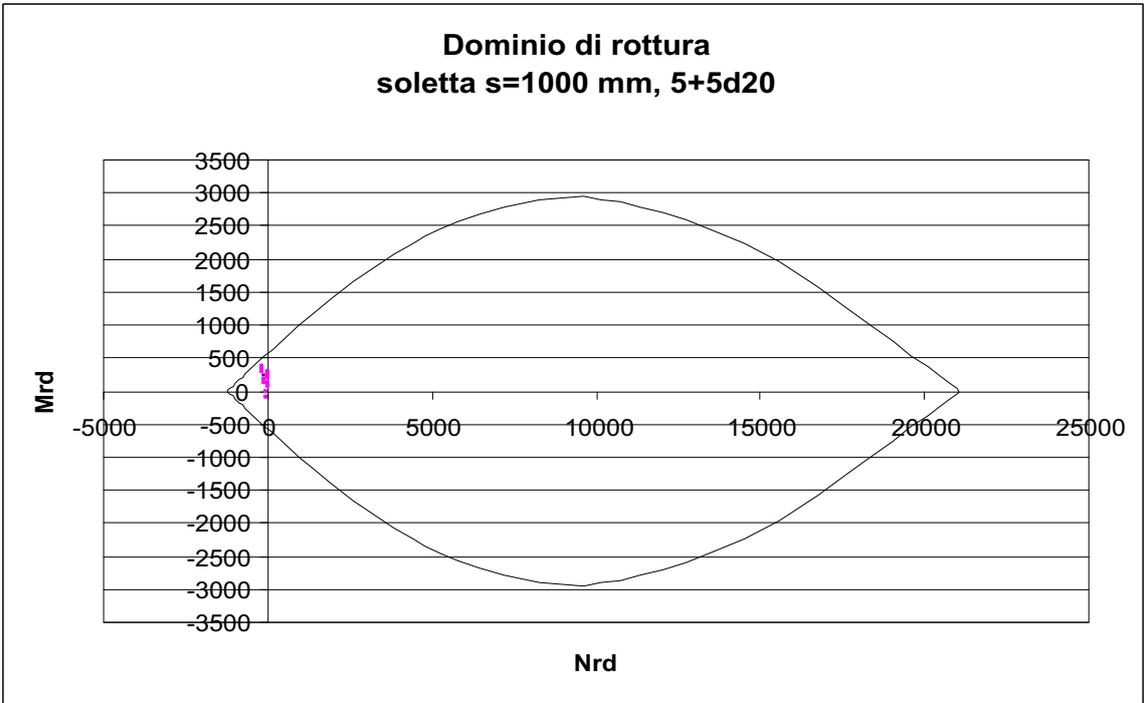
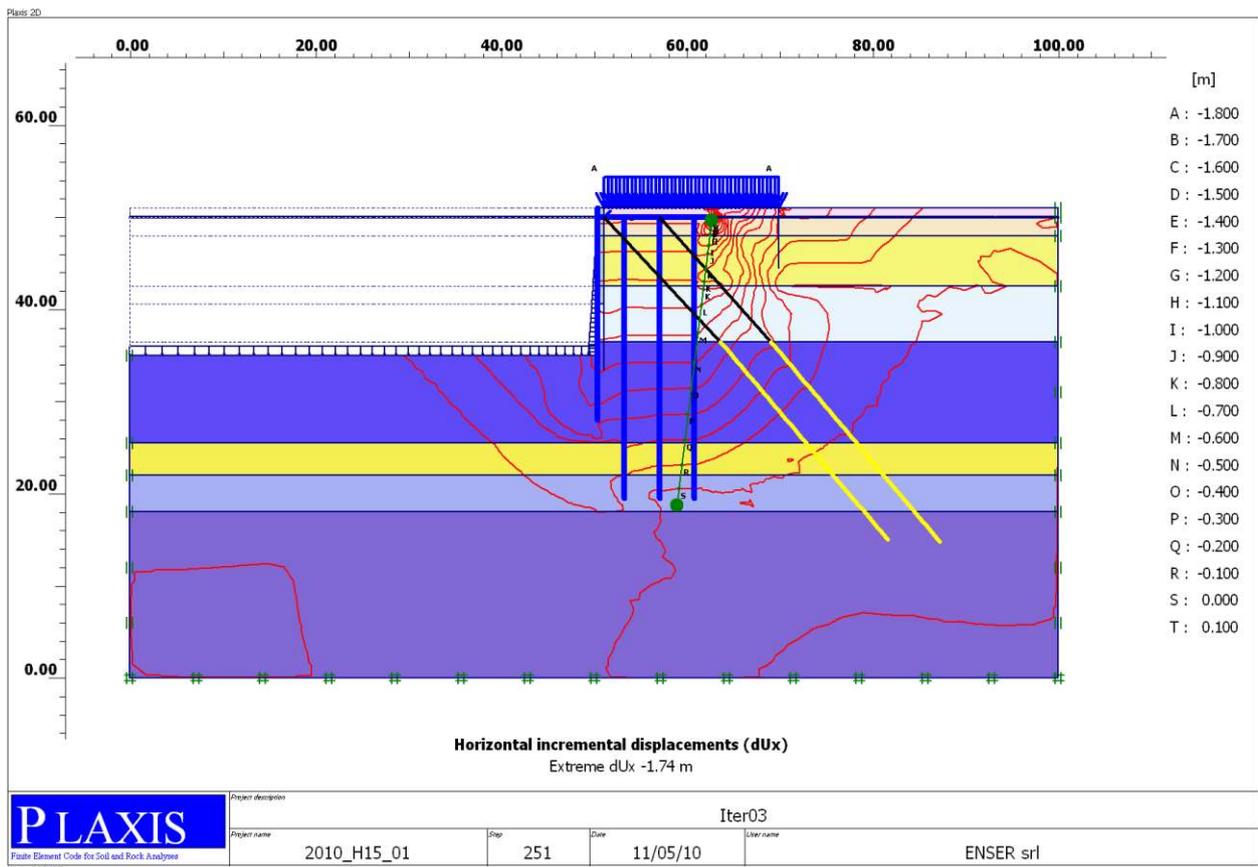


FIG. 54
Fondale a -15.00 m_Caso 3_Soletta pali
Verifiche di resistenza



Calculation information

Multipliers Additional Info Step Info

Step Info

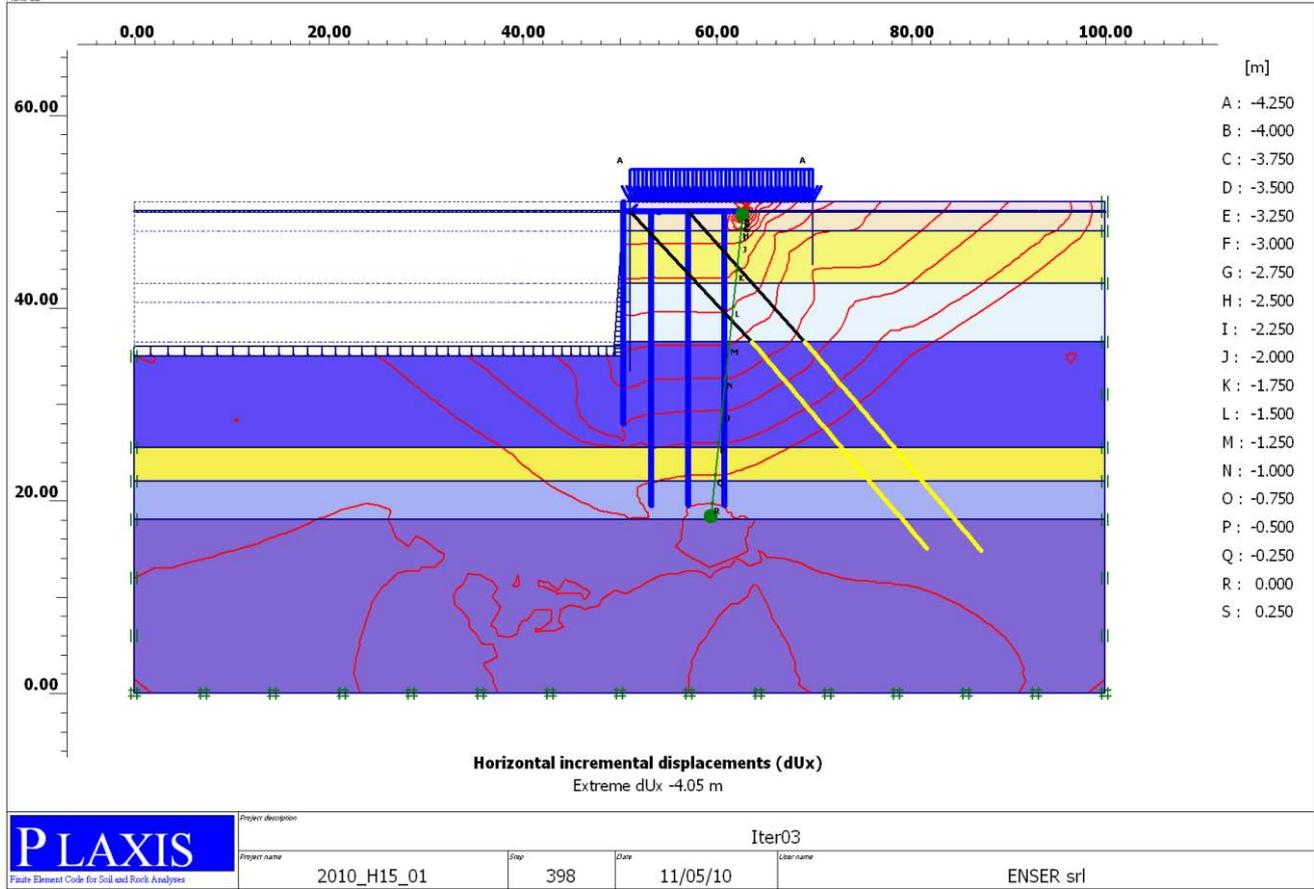
Step	251 of 430	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ-Msf:	1.603
Time	Increment:	0.000	End time:	322.103
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

FIG. 55
Fondale a -15.00 m_Caso 4
Analisi di stabilità "Phi-c reduction"



Calculation information			
Multipliers		Step Info	
Step Info			
Step	398 of 430	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel: 1.210
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf: 1.546
Time	Increment:	0.000	End time: 322.103
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

FIG. 56
Fondale a -15.00 m_Caso 5
Analisi di stabilità “Phi-c reduction”

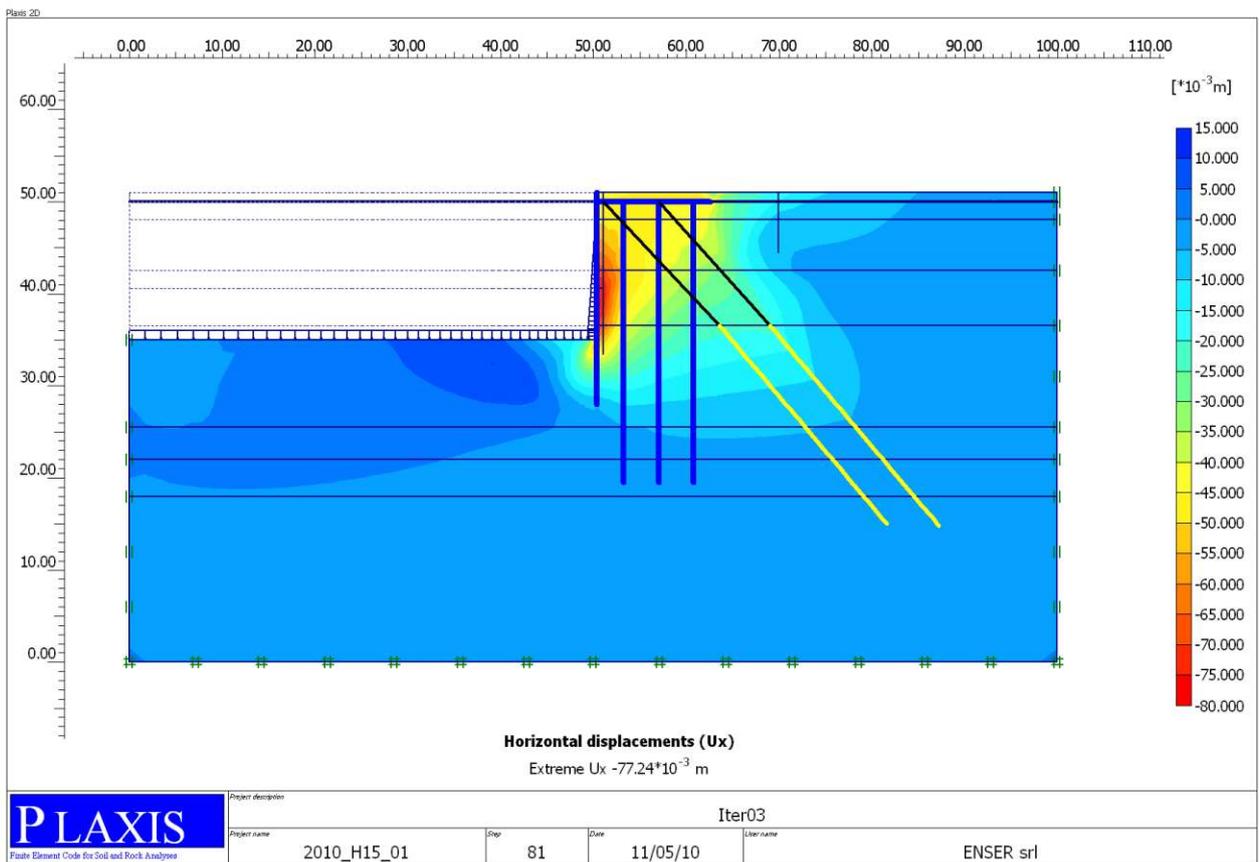
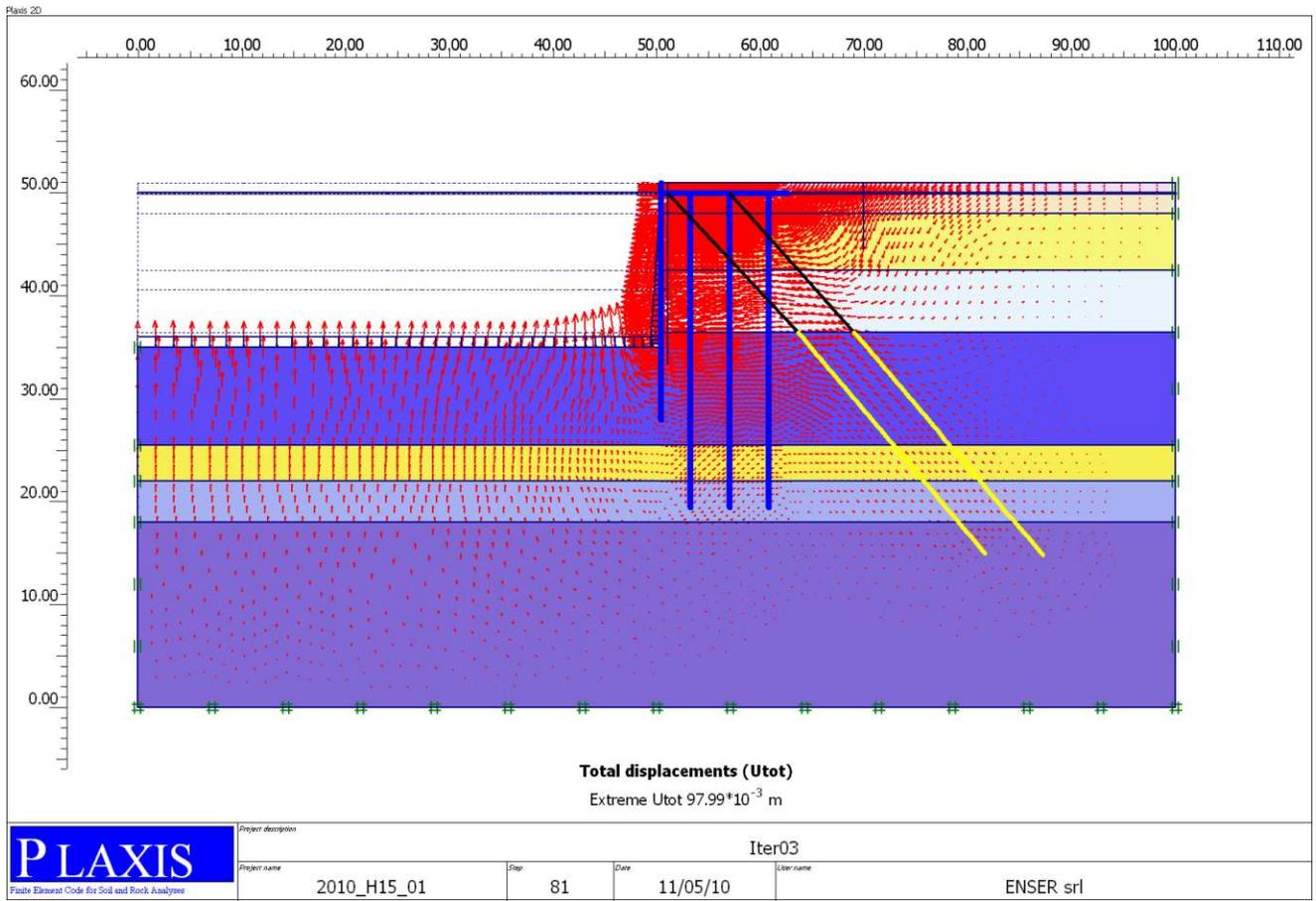


FIG. 57
Fondale a -15.00 m_Caso 6
Campo di spostamenti