

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:	PROGETTISTA:	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	Ing. Massimo PIETRANTONI	Ing. Piergiorgio GRASSO Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche

## PROGETTO ESECUTIVO

### ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA D600mm  
Relazione tecnica e di calcolo

APPALTATORE <b>IMPRESA PIZZAROTTI &amp; C. s.p.a.</b> Dott. Ing. Sabino Del Balzo IL DIRETTORE TECNICO  13/10/2020		SCALA: <div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; margin: 5px auto; text-align: center;">-</div>
---	--	---

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I F 2 6	1 2	E	Z Z	E P	M D 0 0 0 0	0 9 5	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	F. Federici 	13/10/2020	M. Pietrantonì 	13/10/2020	P. Grasso 	13/10/2020	Ing. Massimo PIETRANTONI    13/10/2020

File: IF26.1.2.E.ZZ.EP.MD.00.0.0.095.A.docx

n. Elab.:

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	2 di 86

**TEMATICA FONDAZIONE BARRIERE ANTIRUMORE :**

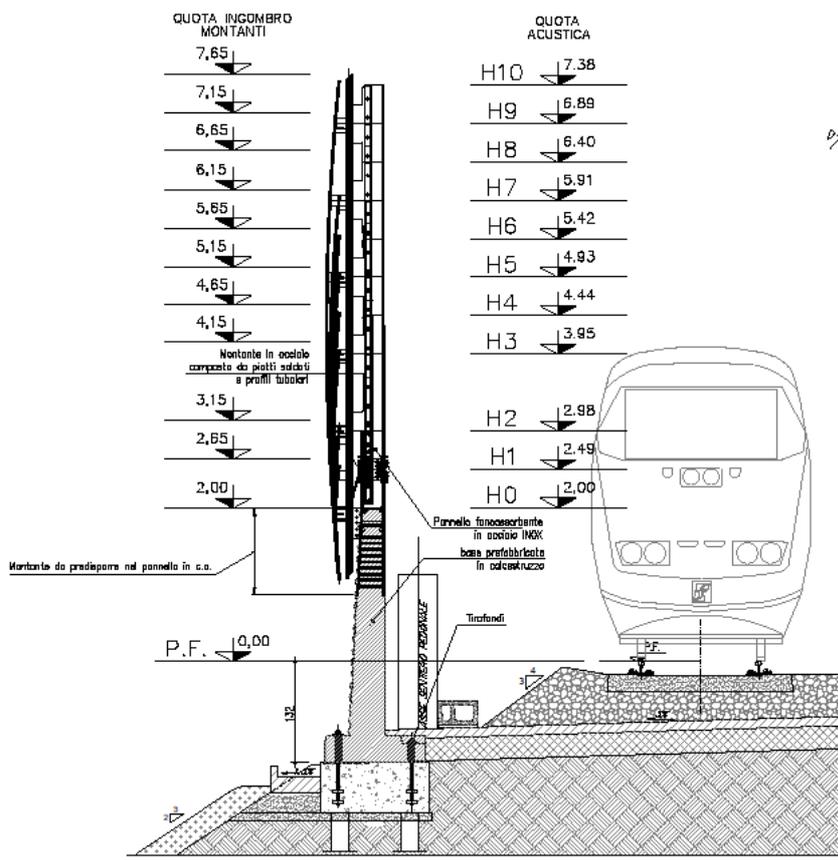
**NOTA DESCRITTIVA:**

Nel Progetto Definitivo originale (rif. “Sub Lotto 1 - Sezioni tipo barriere antirumore” IF0H.12.D.11.WZ.OC0000.001), di cui si riporta un estratto nella successiva figura) sono state previste fondazioni indirette attraverso l'utilizzo di cordoli su micropali. In particolare, si prevedono un cordolo continuo in c.a. gettato in opera con sezione trasversale variabile in funzione dell'altezza della barriera e 2 micropali  $\phi$  250 valvolati iniettati a pressione, mediante tecnologia IRS, posti ad interasse longitudinale  $i=1.50$  m con tubolare di armature  $\phi$  168.3 con spessore variabile in funzione dell'altezza di barriera.

**BARRIERA VERTICALE**

Rapp. 1:50

**SEZIONE TRASVERSALE**



Maggiori dettagli relativi alle dimensioni del cordolo di fondazione e alla posizione dei micropali sono contenute nell'allegato al progetto “Tipologico RFI Barriere Antirumore - Barriera antirumore standard tipo “HS””.

I moduli standard della base della barriera, denominati BM95 (fino a H2), BM110 (fino a H7), BM130 (fino a H10) e BT95 sono manufatti in calcestruzzo armato prefabbricato sagomato ad L da posizionare a  $-1.31$  m dal piano ferro.

Le fondazioni sono realizzate mediante cordoli continui di sezione variabile a seconda della tipologia di barriera che

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	4 di 86

verrà realizzata.

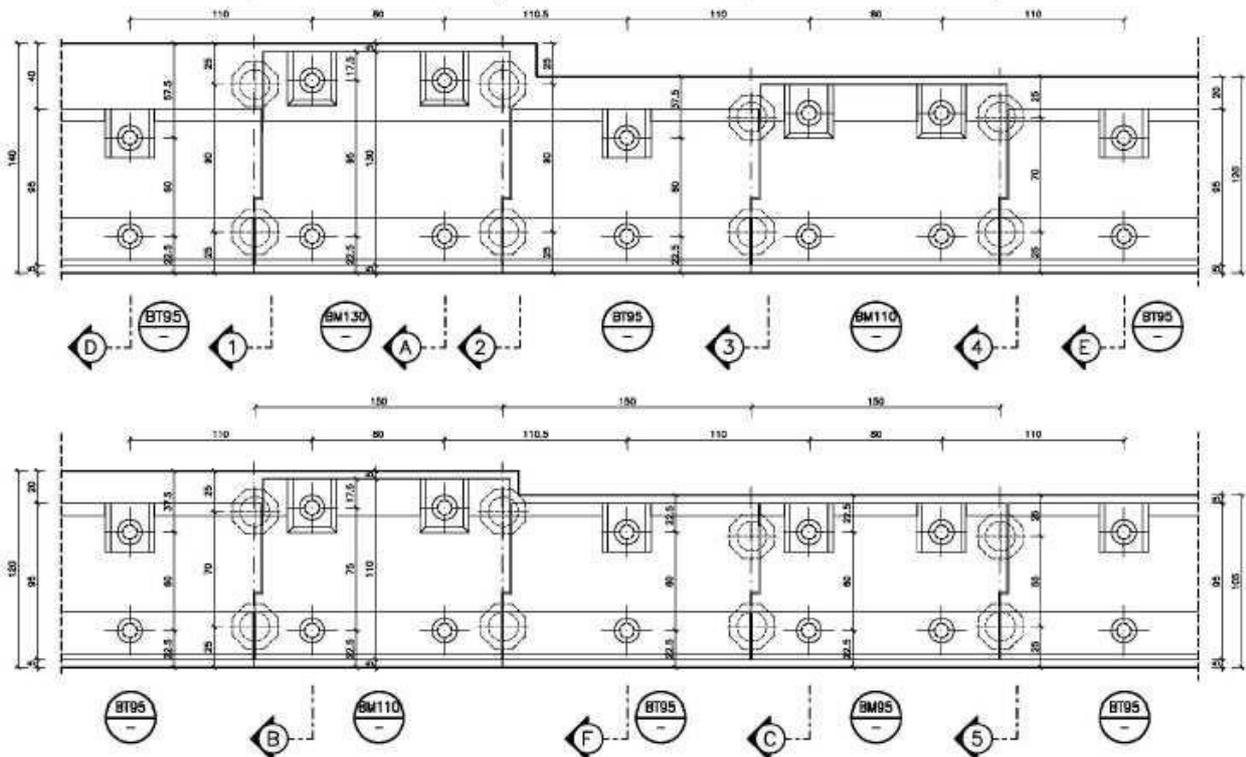


Fig. 19 Pianta del cordolo di fondazione – Velocità di linea fino a 200 km/h

Il collegamento tra i moduli prefabbricati ed il cordolo di fondazione avviene tramite coppie di tirafondi, in quantità e dimensione variabile in funzione della tipologia di barriera da sostenere e della velocità della linea.

La sezione del cordolo dipende dalla tipologia di base portante che deve sostenere. Le dimensioni standard sono pari a 105 cm x 45 cm, 120 cm x 55 cm e 140 cm x 65 cm rispettivamente per le basi BM95, BM110, BM130. Il modulo portante è centrato sul cordolo.

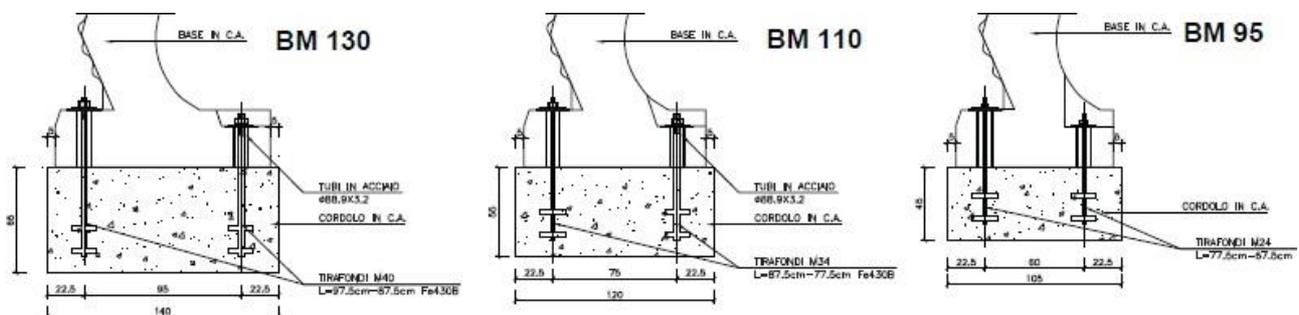
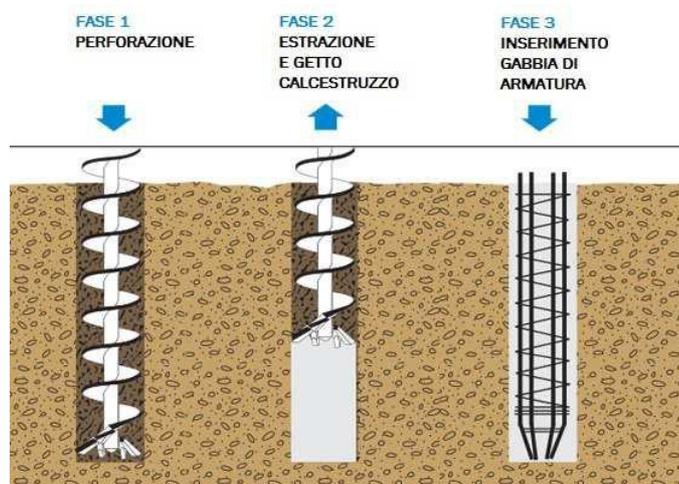


Fig. 21 Sezioni tipiche del cordolo di fondazione

La proposta progettuale che viene indicata per il Progetto Esecutivo consiste nel mantenere le stesse caratteristiche geometriche del cordolo di fondazione sostituendo i micropali di fondazione con pali  $\phi 600$  realizzati con il sistema ad elica continua (CFA) posti ad interasse longitudinale  $i=3.0$  m.

La realizzazione dei pali CFA avviene secondo le seguenti fasi esecutive:

- Perforazione con macchina perforatrice
- Estrazione elica e getto calcestruzzo
- Inserimento della gabbia di armatura



Schema fase di realizzazioni pali CFA

L'adozione di tale tecnologia è indicata anche in presenza di terreni rimaneggiati (rinterri), inoltre, ha i seguenti vantaggi: si evita la decompressione del terreno durante la perforazione; è applicabile per una vasta gamma di terreni coesivi ed incoerenti, sia in assenza che in presenza di falda; consente l'attraversamento di banchi di rocce tenere (tufi, argille marnose, calcareniti), ghiaie e ciottoli.

Si prevede di posizionare il palo  $\phi 600$  lungo l'asse longitudinale della barriera antirumore; tale posizione consente di ottenere migliori risultati in termini di esecuzione e di comportamento statico della struttura:

- migliore distribuzione dei ferri di armatura nel cordolo di fondazione per i motivi specificati nei punti di seguito:
  - la posizione centrale dei pali  $\phi 600$  risulta preferibile per la maggiore distanza rispetto ai ferri d'armatura longitudinali del cordolo di fondazione, riducendo la formazione di inevitabili vespai tra l'armatura dei micropali e i vicini ferri longitudinali;
  - la posizione del centrale dei pali  $\phi 600$  consente di allontanare l'armatura del palo rispetto ai tirafondi delle barriere; in particolare ne beneficia la zona di calcestruzzo soggetto alla trazione esercitata del tirafondo;

- la minore concentrazione di barre di armatura in prossimità dei tirafondi evita eventuali vespai in fase di getto;
- rispetto alla posizione dei micropali, posti in prossimità del bordo del cordolo di fondazione, la posizione centrale del nuovo palo riduce il rischio di non conformità esecutive di problematica risoluzione dovute a possibili errori di tracciamento;
- l'incremento del passo longitudinale dei pali, da 1.50 a 3.00 m, garantisce maggiore flessibilità nei confronti di eventuali interferenze, modifiche del passo dei montanti, disallineamenti delle barriere, ostacoli e situazioni impreviste;
- Il passo di 3.00 risulta allineato con il passo dei montanti migliorando il funzionamento del sistema sotto gli aspetti flessionali e torsionali.

Si ottengono, infine, anche benefici dal punto di vista della durabilità. Il palo  $\phi 600$  è, infatti, caratterizzato da un copriferro minimo di 6 cm contro i 4 cm di copriferro del micropalo.

Si mantengono tutte le caratteristiche del "Tipologico RFI Barriere Antirumore - Barriera antirumore standard tipo "HS".

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	7 di 86

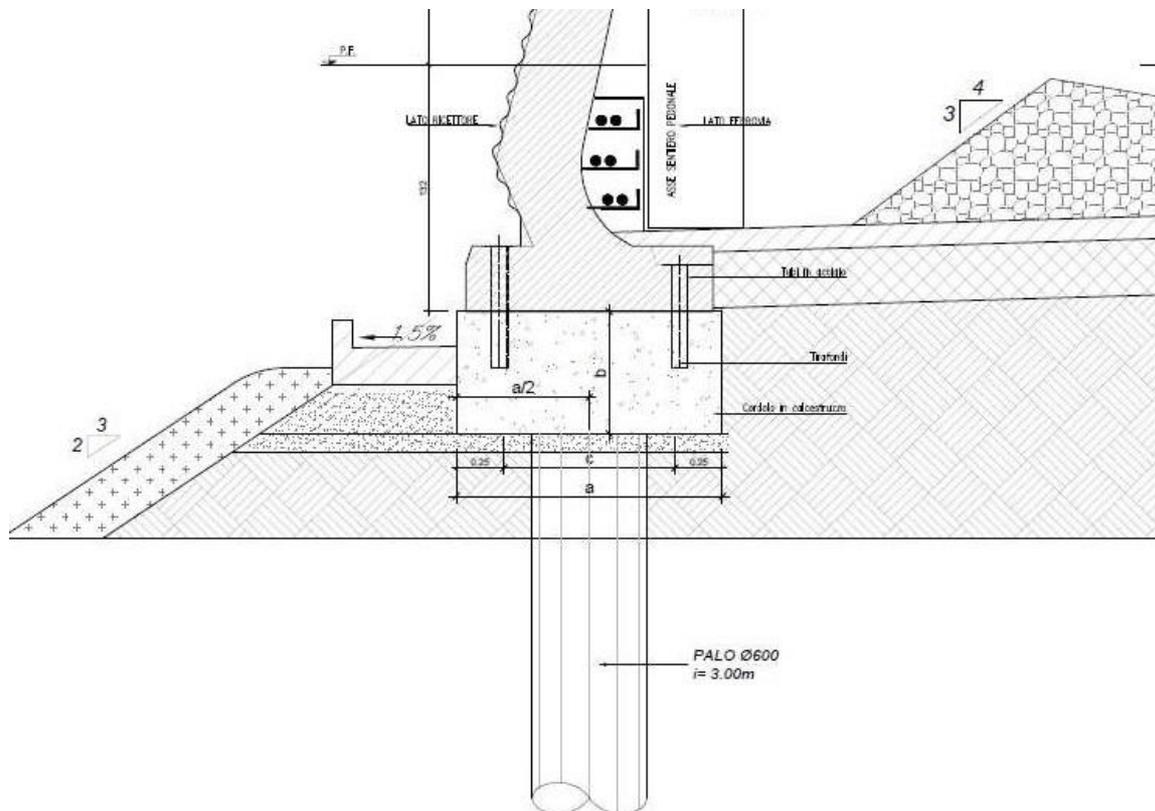
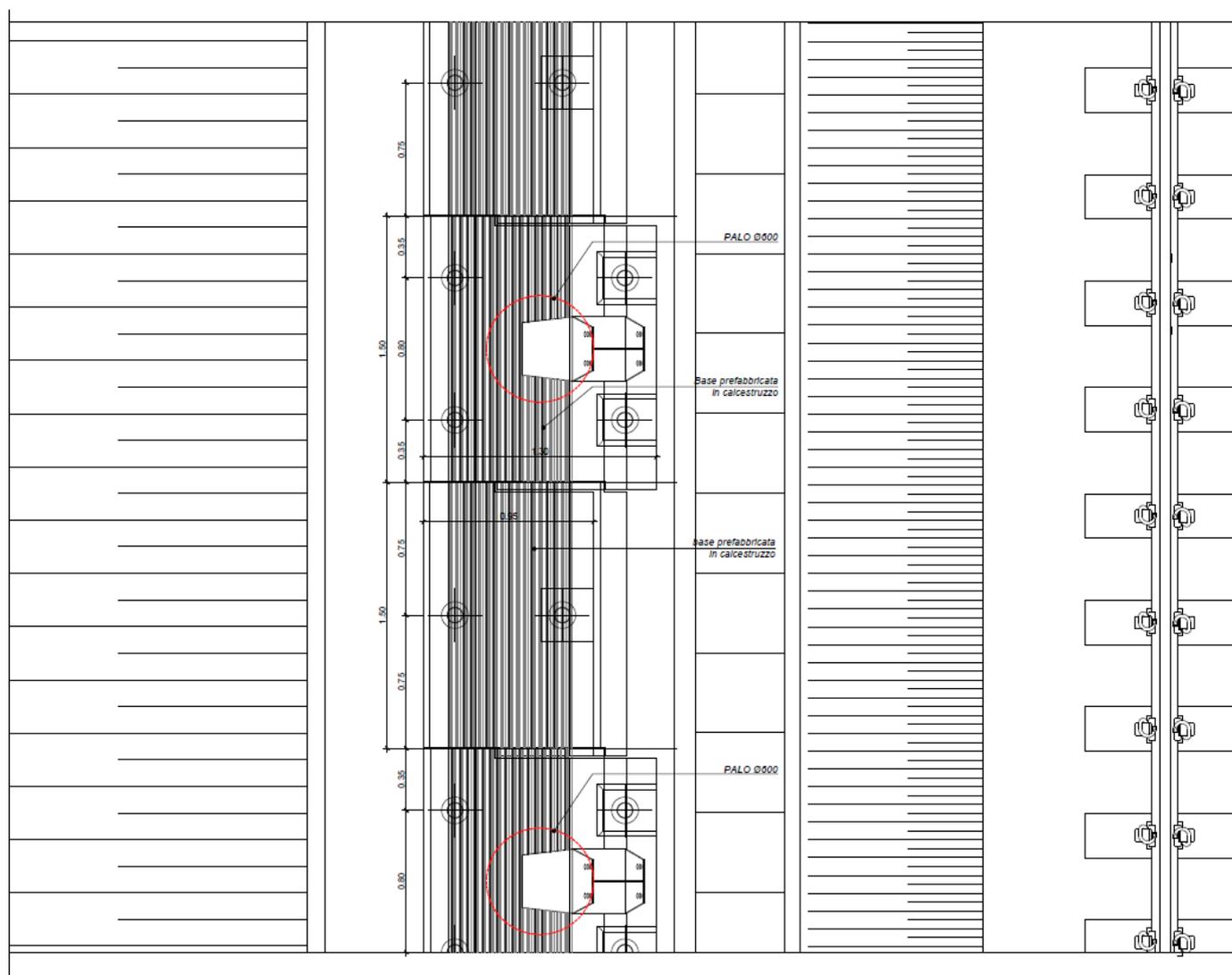


Tabella fondazione barriere

	TIPO		
	BM95	BM110	BM130
a (m)	1.05	1.20	1.40
b (m)	0.45	0.55	0.65
c (m)	0.60	0.75	1.30
Interasse PALO Ø600 (m)	3.00	3.00	3.00
Lunghezza PALO Ø600 (m)	9.00	11.00	13.00

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	8 di 86



Si rimanda all'elaborato grafico allegato che riporta la situazione proposta in planimetria, sezione e dettagli.

**NOTA DI CALCOLO:**

**INDICE**

1.	PREMESSA .....	8
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	9
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
3.1	CALCESTRUZZO.....	10
3.2	ACCIAIO DI ARMATURA - BARRE .....	10
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	12
5.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	13
5.1	RILEVATO FERROVIARIO .....	13
5.2	SABBIE LIMOSE / LIMI SABBIOSI .....	13
5.3	TUFO LITOIDE GIALLASTRO.....	14
5.4	TUFO GRIGIO ALTERATO.....	14
5.5	COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE LIMI ARGILLOSI.....	14
6.	CRITERI PROGETTUALI .....	15
6.1	VITA NOMINALE .....	15
6.2	CLASSE D'USO .....	15
6.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	15
7.	CALCOLO DELLE FONDAZIONI B.A .....	16
7.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI .....	17
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	20
8.	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	27
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	27
8.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE.....	27
8.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	27

8.4	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	28
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PALO PER BM130 .....	29
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PALO PER BM110 .....	32
8.7	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PALO PER BM95 .....	37
8.8	LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL PALO ALL'INTERNO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE.....	40
8.9	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO BM95.....	41
8.10	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO BM110.....	43
8.11	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO BM130.....	46
9.	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	48
9.1	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI.....	49
9.2	RISULTATI VERIFICHE PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI H10 .....	51
9.3	RISULTATI VERIFICHE PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI H8 .....	52
9.4	RISULTATI VERIFICHE PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI H2 .....	53
9.5	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI.....	54
9.5.1	<i>Carico orizzontale limite</i> .....	54
9.5.2	<i>Unità a comportamento coesivo</i> .....	54
9.5.3	<i>Unità a comportamento incoerente</i> .....	56
9.5.4	<i>Carico orizzontale resistente</i> .....	56
9.6	RISULTATI VERIFICHE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI H10 .....	58
9.7	RISULTATI VERIFICHE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI H7 .....	59
9.8	RISULTATI VERIFICHE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI H2 .....	60

## 1. PREMESSA

Al fine di valutare la sostituzione delle fondazioni indirette delle barriere antirumore da 2 micropali  $\phi$  250 valvolati iniettati a pressione, mediante tecnologia IRS, posti ad interasse longitudinale  $i=1.50$  m con tubolare di armature  $\phi$  168.3 con spessore variabile in funzione dell'altezza di barriera, a pali di medio diametro  $\phi 600$  allineati posti ad interasse longitudinale  $i=3.00$  m, si è tenuto conto dei dati di base contenuti nel Progetto Definitivo nei seguenti elaborati:

- “Sub Lotto 1 - Sezioni tipo barriere antirumore” (IF0H.12.D.11.WZ.OC0000.001);
- “Relazione di calcolo Fondazioni - Sub Lotto 1” (IF0H.12.D.11.CL.OC0000.002) da cui sono stati considerati gli scarichi sulle fondazioni;
- “Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 1” (IF0H.12.D.11.RB.GE0001.001) da cui sono stati dedotti i parametri geotecnici di calcolo per i terreni di fondazione.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative di riferimento

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- ✓ Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Elemento strutturale: Pali, cordoli di collegamento, rivestimento interno

$\gamma_c$  = peso specifico = 25,00 kN/mc

Classe di resistenza = C25/30

Rck = resistenza cubica = 30.00 N/mm<sup>2</sup>

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 24.90 N/mm<sup>2</sup>

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 32.90 N/mm<sup>2</sup>

fctm = resistenza a trazione media = 0.30 x fck<sup>(2/3)</sup> = 2.55 N/mm<sup>2</sup>

fcfm = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x fctm = 3.06 N/mm<sup>2</sup>

fcfk = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 x fcfm = 2.14 N/mm<sup>2</sup>

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = 22000 x (fcm/10)<sup>0.3</sup> = 31447 N/mm<sup>2</sup>

Elemento strutturale: trave di fondazione

$\gamma_c$  = peso specifico = 25,00 kN/mc

Classe di resistenza = C28/35

Rck = resistenza cubica = 35.00 N/mm<sup>2</sup>

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 29.05 N/mm<sup>2</sup>

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 37.05 N/mm<sup>2</sup>

fctm = resistenza a trazione media = 0.30 x fck<sup>(2/3)</sup> = 3.33 N/mm<sup>2</sup>

fcfm = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x fctm = 4.00 N/mm<sup>2</sup>

fcfk = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 x fcfm = 2.80 N/mm<sup>2</sup>

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = 22000 x (fcm/10)<sup>0.3</sup> = 32588 N/mm<sup>2</sup>

#### 3.2 Acciaio di Armatura - Barre

Tipo = B 450 C

$\gamma_a$  = peso specifico = 78,50 kN/mc

f<sub>y</sub> nom = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_t \text{ nom} = \text{tensione nominale di rottura} = 540 \text{ N/mm}^2$

$f_{yk} \text{ min} = \text{minima tensione caratteristica di snervamento} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} \text{ min} = \text{minima tensione caratteristica di rottura} = 540 \text{ N/mm}^2$

$(f_t/f_y)_k \text{ min} = \text{minimo rapporto tra i valori caratteristici} = 1,15$

$(f_t/f_y)_k \text{ max} = \text{massimo rapporto tra i valori caratteristici} = 1,35$

$(f_y/f_y \text{ nom})_k = \text{massimo rapporto tra i valori nominali} = 1,25$

$(A_{gt})_k = \text{allungamento caratteristico sotto carico massimo} = 7,5 \%$

$E = \text{modulo di elasticità dell'acciaio} = 206000 \text{ N/mm}^2$

#### 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per gli esiti dettagliati dell'inquadramento geologico, si rimanda alla relazione "Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 1" (IFOH.12.D.11.RB.GE0001.001). Si riporta di seguito la sintesi delle unità geotecniche principali dedotte dalle unità geologiche individuate, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti.

- **Coltri eluvio – colluviali:** limi sabbiosi e sabbie limose a volte argillosi, di natura prevalentemente piroclastica, contenenti inclusi lapidei. Tali depositi sono generalmente presenti alla base dei rilievi con spessori che possono arrivare 10-15 metri e nelle aree limitrofe pianeggianti con spessore di qualche metro.
- **Limi argillosi, Limi sabbiosi e Sabbie limose:** si tratta prevalentemente di limi e sabbie, di natura prevalentemente piroclastica, con locali lenti di ghiaie ad elementi carbonatici e/o poligenici. Contengono anche alternanze di pomice, cineriti laminate e sabbie vulcaniche. Unità caratterizzata da una percentuale dominante di limo o sabbia accompagnata da significative percentuali di sabbia o limo e in alcuni casi di argille. Al crescere della percentuale della componente limosa si riscontra una riduzione sempre più significativa delle proprietà meccaniche dell'unità.
- **Argille lacustri:** argille limose, limi argillosi e limi argilloso – sabbiosi al cui interno si ritrovano livelli di ghiaie. Sono caratterizzate da resistenze medie, con  $N_{spt}$  compresi tra 30 e 40 colpi/30cm
- **Argille varicolori:** argille e argille limose, generalmente rosse, violacee, verdi e grigiastre, con intercalazioni di calcari, arenarie e marne, ma anche di limi argillosi e sabbiosi; caratterizzate da resistenze mediamente elevate ( $N_{spt}$  superiori a 50).
- **Tufo:** si tratta di una roccia tenera, in cui si riscontrano principalmente due sotto - unità: tufo giallo litoide con frequenti scorie e pomice, caratterizzato da resistenze relativamente elevate ( $N_{spt}$  spesso a rifiuto) e tufo grigio alterato poco cementato con inclusi scoriacei e pomice, solitamente molto fratturato e/o alterato, con caratteristiche di resistenza variabili ma anche piuttosto basse ( $N_{spt}$  10 ÷ 30).

Si nota anche la presenza di Arenarie e Calcari, solitamente incontrati a profondità tali da non essere di particolare rilevanza ai fini della progettazione geotecnica delle opere in esame. In entrambi i casi si tratta di rocce con caratteristiche piuttosto buone e comunque nettamente superiori a quelle delle unità sovrastanti.

Le unità sopra definite sono state utilizzate per classificare i materiali incontrati lungo le verticali d'indagine e proseguire quindi alla definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

## 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 5.1 Rilevato ferroviario

La specifica RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 - “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie” – fornisce i seguenti valori dei parametri geotecnici caratteristici.

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$  peso di volume

$\varphi' = 38^\circ$  angolo di attrito

$c' = 0$  coesione efficace

Nel caso in cui il micropalo interessasse interamente tale strato, si sarebbe in un caso di l'altezza del rilevato pari a circa 10 m. La tensione efficace media sarebbe pari a:

$$\sigma'_v = \frac{20 \times 10}{2} = 100 \text{ kPa}$$

La figura seguente mostra la correlazione di Schmertmann (1975), che corrisponde all'equazione (Kulhawy e Mayne, 1980), utilizzata per la stima del valore di  $N_{spt}$  utilizzato nelle verifiche. Risulta un valore di  $N_{spt}$  pari a ~15, considerato pari a 10 a vantaggio di sicurezza.

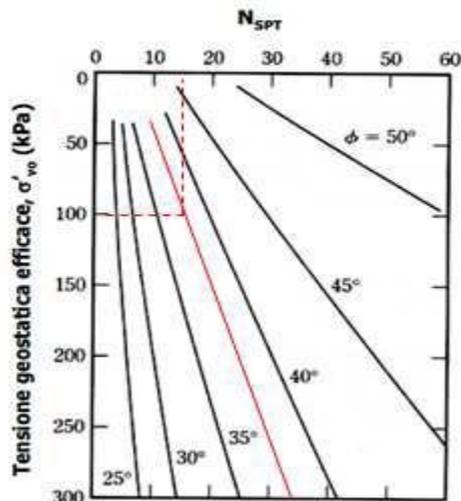


Figura 12.10 - Stima di  $\phi'$  da  $N_{spt}$  secondo Schmertmann (1975)

### 5.2 Sabbie limose / Limi sabbiosi

Costituiscono lo strato superficiale di gran parte delle aree interessate dalle fondazioni oggetto del presente studio. Nella relazione geotecnica vengono forniti valori di angolo di attrito compresi tra  $30^\circ$  e  $32^\circ$ . La coesione efficace è nulla. In molti casi non vengono forniti i valori di  $N_{spt}$  per i tratti di interesse; ove forniti, i valori di  $N_{spt}$  si attestano tra 5 e 20 (si veda ad esempio il §10.1.16 della relazione geotecnica). Si considera un valore di calcolo di  $N_{spt}$

inferiore al valore medio e pari a 10. Si considerano i seguenti parametri:

$\gamma = 17 \text{ kN/mc}$  peso di volume

$\varphi' = 30^\circ\text{-}32^\circ$  angolo di attrito

$c' = 0$  coesione efficace

### 5.3 Tufo litoide giallastro

In alcuni casi la profondità dei micropali è tale da interessare lo strato di tufo litoide giallastro, diffusamente presente nelle aree di intervento. Nella relazione geotecnica vengono forniti valori di angolo di attrito pari a  $30^\circ$ . La coesione efficace è pari a 20 kPa. I valori di  $N_{spt}$  forniti si attestano tra 30 e 100 (si veda ad esempio il §10.2.8 della relazione geotecnica). Si considera un valore di calcolo di  $N_{spt}$  pari a 10, che equivale a trascurare la presenza di tale strato, avente caratteristiche meccaniche superiori alle altre formazioni interessate dalle fondazioni.

$\gamma = 16 \text{ kN/mc}$  peso di volume

$\varphi' = 30^\circ$  angolo di attrito

$c' = 20 \text{ kPa}$  coesione efficace

### 5.4 Tufo grigio alterato

In alcuni casi la profondità dei micropali è tale da interessare lo strato di tufo litoide giallastro, diffusamente presente nelle aree di intervento. Nella relazione geotecnica vengono forniti valori di angolo di attrito compresi tra  $33^\circ$  e  $34^\circ$ . La coesione efficace è nulla. I valori di  $N_{spt}$  forniti si attestano tra 25 e 100 per la linea. Dati i modesti spessori di tale formazione interessati, a vantaggio di sicurezza si trascura la presenza di tale strato, avente comunque caratteristiche meccaniche superiori alle altre formazioni interessate dalle fondazioni.

$\gamma = 16.5 \text{ kN/mc}$  peso di volume

$\varphi' = 33^\circ\text{-}34^\circ$  angolo di attrito

$c' = 0$  coesione efficace

### 5.5 Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi

Costituiscono lo strato superficiale di parte delle aree interessate dalle fondazioni oggetto del presente studio. Nella relazione geotecnica vengono forniti valori di angolo di attrito pari a  $26^\circ$ . La coesione efficace è nulla. I valori di  $N_{spt}$  forniti si attestano tra 6 e 18 (si veda ad esempio il §10.1.13 della relazione geotecnica). Si considera un valore di calcolo di  $N_{spt}$  inferiore al valore medio e pari a 10.

$\gamma = 17 \text{ kN/mc}$  peso di volume

$\varphi' = 26^\circ$       angolo di attrito

$c' = 0$             coesione efficace

Per questa valutazione a favore di sicurezza si è considerato come terreno di fondazione quello con le caratteristiche più scadenti ovvero la Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi

## 6. CRITERI PROGETTUALI

### 6.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione :

*2) Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*

La cui vita nominale è pari a :75 anni.

### 6.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un' interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

**Classe III:** *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

Il coefficiente d'uso è pari a : 1.50.

### 6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso  $C_u$ .

Pertanto  $V_R = 75 \cdot 1.5 = 112.5$  anni

## 7. CALCOLO DELLE FONDAZIONI B.A.

Sono state previste fondazioni indirette attraverso l'utilizzo di cordoli su micropali.

In particolare, si prevedono:

- un cordolo continuo in c.a. gettato in opera con sezione trasversale variabile in funzione dell'altezza della barriera;
- 1 mediopalo in cemento armato  $\Phi$  600 posti ad interasse longitudinale  $i=3.00$  m di lunghezza variabile in funzione dell'altezza di barriera, secondo la seguente tabella.

BARRIERA	Lunghezza Mediocropali [m]
H8 ÷ H10 (BM130)	13.00
H3 ÷ H7 (BM110)	11.00
H0 ÷ H2 (BM95)	9.00

Tali lunghezze **vanno aumentate di 2.0 m in caso di realizzazione su rilevato**. Si procede al dimensionamento e alla verifica strutturale e geotecnica dei micropali.

## 7.1 Sollecitazioni elementari

Dal modello ad elementi finiti si ricavano le seguenti sollecitazioni in corrispondenza della sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base:

A tali sollecitazioni vanno aggiunte le sollecitazioni trasmesse dal modulo "tappo" BT95 contiguo, determinate utilizzando un modello di calcolo distinto. Infine vanno sommati i pesi dello zoccolo di base relativo ad entrambi i moduli e del cordolo di fondazione.

### Barriere H2

BARRIERE H2_V300 - Sollecitazioni all'incastro						
Caso di carico	N	V	M*	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]	[m]	[m]	[N*m]
Peso proprio	-42657	0	3667	0,8	0,035	2174
Peso pannello asciutto	-1507	0	823	0,8	0,035	770
Peso pannello bagnato	-4520	0	2468	0,8	0,035	2310
Vento	-2516	14320	33225	0,8	0,035	44593
S300	-795	4527	10502	0,8	0,035	14096
BARRIERE H2_V300 - Modulo tappo						
Peso proprio	-41739	0	3346	0,8	0,035	1885
Peso pannello asciutto	0	0	0	0,8	0,035	0
Peso pannello bagnato	0	0	0	0,8	0,035	0
Vento	-1286	8580	12881	0,8	0,035	19700
S300	-407	2712	4072	0,8	0,035	6227
FONDAZIONI						
Zoccolo di base BT95	-12470	0	0	0	0	0
Zoccolo di base BT95	-12470	0	0	0	0,035	-436
Cordolo di fondazione	-35438	0	0	0	0	0

I momenti flettenti riportati nell'ultima colonna tengono conto dell'eccentricità tra la retta d'azione del carico

trasMESSO ed il baricentro della sezione di base:

$$e_x = 80 \text{ cm} \quad e_y = 3.5 \text{ cm}$$

### **Barriere H7**

BARRIERE H7_V200 - Sollecitazioni all'incastro						
Caso di carico	N	V	M*	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]	[m]	[m]	[N*m]
Peso proprio	-86177	0	8683	0,9	0,06	3512
Peso pannello asciutto	-6008	0	5704	0,9	0,06	5344
Peso pannello bagnato	-18023	0	17112	0,9	0,06	16031
Vento	-9246	39208	139462	0,9	0,06	174194
S200	-1841	7808	27776	0,9	0,06	34693
BARRIERE H7_V200 - Modulo tappo						
Peso proprio	-41273	0	3143	0,9	0,06	667
Peso pannello asciutto	0	0	0	0,9	0,06	0
Peso pannello bagnato	0	0	0	0,9	0,06	0
Vento	-1258	8461	12520	0,9	0,06	20059
S200	-250	1684	2492	0,9	0,06	3993
FONDAZIONI						
Zoccolo di base BM110	-14440	0	0	0	0	0
Zoccolo di base BT95	-12470	0	0	0	0,075	-935
Cordolo di fondazione	-49500	0	0	0	0	0

I momenti flettenti riportati nell'ultima colonna tengono conto dell'eccentricità tra la retta d'azione del carico trasmesso ed il baricentro della sezione di base:

$$e_x = 90 \text{ cm} \quad e_y = 7.5 \text{ cm}$$

## Barriere H10

BARRIERE H10_V200 - Sollecitazioni all'incastro						
Caso di carico	N	V	M*	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]	[m]	[m]	[N*m]
Peso proprio	-89303	0	11992	1	0,16	-2296
Peso pannello asciutto	-8320	0	8959	1	0,16	7628
Peso pannello bagnato	-24959	0	26877	1	0,16	22884
Vento	-9262	48625	209634	1	0,16	256777
S200	-1652	8776	34853	1	0,16	43365
BARRIERE H10_V200 - Modulo tappo						
Peso proprio	-41273	0	3143	1	0,16	-3461
Peso pannello asciutto	0	0	0	1	0,16	0
Peso pannello bagnato	0	0	0	1	0,16	0
Vento	-1258	8461	12520	1	0,16	20780
S200	-250	1684	2492	1	0,16	4136
FONDAZIONI						
Zoccolo di base BM130	-17060	0	0	0	0	0
Zoccolo di base BT95	-12470	0	0	0	0,175	-2182
Cordolo di fondazione	-68250	0	0	0	0	0

I momenti flettenti riportati nell'ultima colonna tengono conto dell'eccentricità tra la retta d'azione del carico trasmesso ed il baricentro della sezione di base:

$$e_x = 100 \text{ cm} \quad e_y = 16 \text{ cm}$$

## 7.2 Combinazioni di carico

Le azioni elementari vengono combinate come prescritto dalla Normativa di riferimento:

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots ;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots ;$$

Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

I coefficienti  $\gamma$  e  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_{Fi}$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(6)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI – Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Si utilizza l'Approccio 1 che consta di due combinazioni di carico:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

Si ottengono 4 combinazioni di carico agli SLU:

CASO DI CARICO	1 - (A1+M1+R1)		2 - (A1+M1+R1)		3 - (A2+M1+R2)		4 - (A2+M1+R2)	
	g	y	g	y	g	y	g	y
Peso proprio	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso pannello asciutto	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Peso pannello bagnato	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Vento	1,50	1.00	-1,50	1.00	1.30	1.00	-1.30	1.00
S200	F*1,45	0,80	-F*1,45	0,80	F*1,25	0,80	-F*1,25	0,80
Peso zoccolo montante	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso zoccolo tappo	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cordolo di base	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

CASO DI CARICO	1 - (SLE RARA)		2 - (SLE RARA)		3 - (A2+M1+R2)		4 - (A2+M1+R2)	
	g	y	g	y	g	y	g	y
Peso proprio	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso pannello asciutto	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Peso pannello bagnato	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Vento	1,50	1.00	-1,50	1.00	1.30	1.00	-1.30	1.00
S200	F*1,45	0,80	-F*1,45	0,80	F*1,25	0,80	-F*1,25	0,80
Peso zoccolo montante	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso zoccolo tappo	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cordolo di base	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Nelle combinazioni riportate in tabella, il coefficiente F è il coefficiente di amplificazione che tiene conto della natura dinamica dell'azione legata al passaggio del convoglio ferroviario. I valori del coefficiente F sono:

F = 1.07 per barriere H2 e velocità v = 300 km/h

F = 1.80 per barriere H7 e velocità v = 200 km/h

F = 2.26 per barriere H10 e velocità v = 200 km/h

Si ottengono 4 combinazioni di carico agli SLU:

CASO DI CARICO	rara_v		rara_200	
	g	y	g	y
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso pannello asciutto	0.00	0.00	1.00	1.00
Peso pannello bagnato	1.00	1.00	0.00	1.00
Vento	1.00	1.00	1.00	0.60
S200	1.00	1.44	1.00	1.80
Peso zoccolo montante	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso zoccolo tappo	1.00	1.00	1.00	1.00
Cordolo di base	1.00	1.00	1.00	1.00

CASO DI CARICO	frequente_v		frequente_200	
	g	y	g	y
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso pannello asciutto	0.00	0.00	1.00	1.00
Peso pannello bagnato	1.00	1.00	0.00	1.00
Vento	1.00	0.50	1.00	0.00
S200	1.00	0.00	-1.00	1.13
Peso zoccolo montante	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso zoccolo tappo	1.00	1.00	1.00	1.00
Cordolo di base	1.00	1.00	1.00	1.00

CASO DI CARICO	quasi permanente	
	g	y
Peso proprio	1.00	1.00
Peso pannello asciutto	0.00	0.00
Peso pannello bagnato	1.00	1.00
Vento	1.00	0.00
S200	1.00	0.00

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	25 di 86

Peso zoccolo montante	1.00	1.00
Peso zoccolo tappo	1.00	1.00
Cordolo di base	1.00	1.00

Con riferimento alle 4 SLU combinazioni di carico descritte al paragrafo precedente, si ottengono le sollecitazioni riportate nelle tabelle seguenti, **che rappresentano il carico in testa ad ogni mediopalo.**

### **Barriere H2**

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
1	-201277	43335	129377
2	-139086	-43335	-117272
3	-155523	37516	111259
4	-140052	-37516	-100934

### **Barriere H7**

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
1	-252506	75115	357920
2	-150882	-75115	-325809
3	-195944	65025	307507
4	-153261	-65025	-280979

### **Barriere H10**

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
1	-293878	95945	522777
2	-177179	-95945	-495701
3	-227816	83046	450219
4	-179629	-83046	-428665

Si segnala che le azioni calcolate in fase sismica generano delle sollecitazioni minori rispetto a quelle calcolate con la combinazione fondamentale allo S.L.U., pertanto saranno trascurate in quanto non dimensionanti.

Con riferimento alle 5 SLE combinazioni di carico descritte al paragrafo precedente, si ottengono le sollecitazioni riportate nelle tabelle seguenti, **che rappresentano il carico in testa ad ogni mediopalo.**

## Barriere H2

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
rara_v	-153096	22900	70226
rara_200	-152861	18048.93	66254.41

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
frequente_v	-151195	11450	38079.5
frequente_200	-150652	8180.07	28897.99

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
quasi_permanete	-149294	0	5933

## Barriere H7

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
rara_v	-232387	47669	213528
rara_200	-231949	36277.08	205461.6

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
frequente_v	-227135	23834.5	116401.5
frequente_200	-224246	10725.96	62990.18

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
quasi_permanete	-221883	0	19275

## **Barriere H10**

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
rara_v	-263835	57086	292502
rara_200	-263926	46221.2	288831.5

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
frequente_v	-258575	28543	153723.5
frequente_200	-255464	11819.8	68621.13

COMBINAZIONE	N	V	M
[-]	[N]	[N]	[N*m]
quasi_permanete	-253315	0	14945

## 8. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche Strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 8.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 8.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione vengono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 8.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2008, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}$ , resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  con d in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$  ;
- $A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ ;
- $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- $s$  è il passo delle staffe;
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

#### 8.4 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione di carico caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione di carico quasi permanente;
- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$  per combinazione di carico caratteristica (rara).

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2$  mm per condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, in particolare per le zone a permanente contatto con il terreno (rara);

### 8.5 Verifiche strutturali del palo per BM130

La sezione maggiormente sollecitata è quella di incastro della barriera H10, si riporta la verifica a momento flettente e a taglio.

#### Caratteristiche geometriche della sezione controterra

Diametro Pali	60 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	28φ20 = 87.92 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa 2° strato Aa	
$\rho = Aa/Acls$	0.031 > $\rho_{min} = 0.003$
Copriferro 1°strato (baricentro ferro)	8.2 cm

#### Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica:

$M = 522.78 \text{ kNm}$

$N = 293.88 \text{ kN}$

Sollecitazioni ultime:

$M_u = 616.53 \text{ kNm}$   $N_u = 292.62 \text{ kN}$

Coeff. sicurezza = 1.18

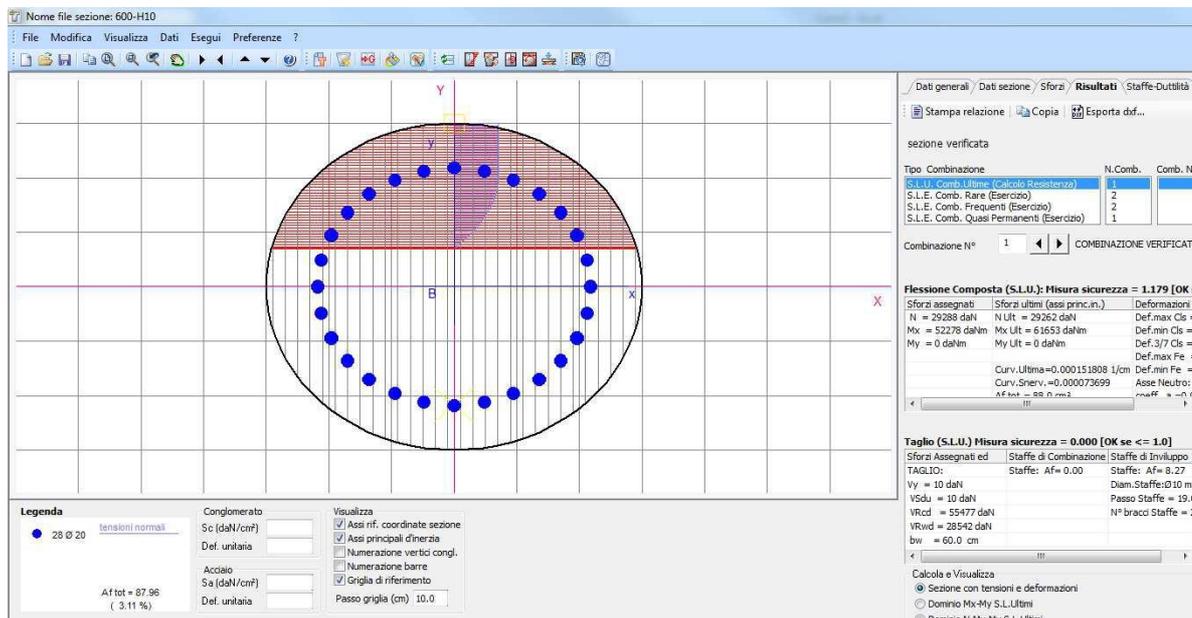


Figura 1 - Geometria sezione di calcolo

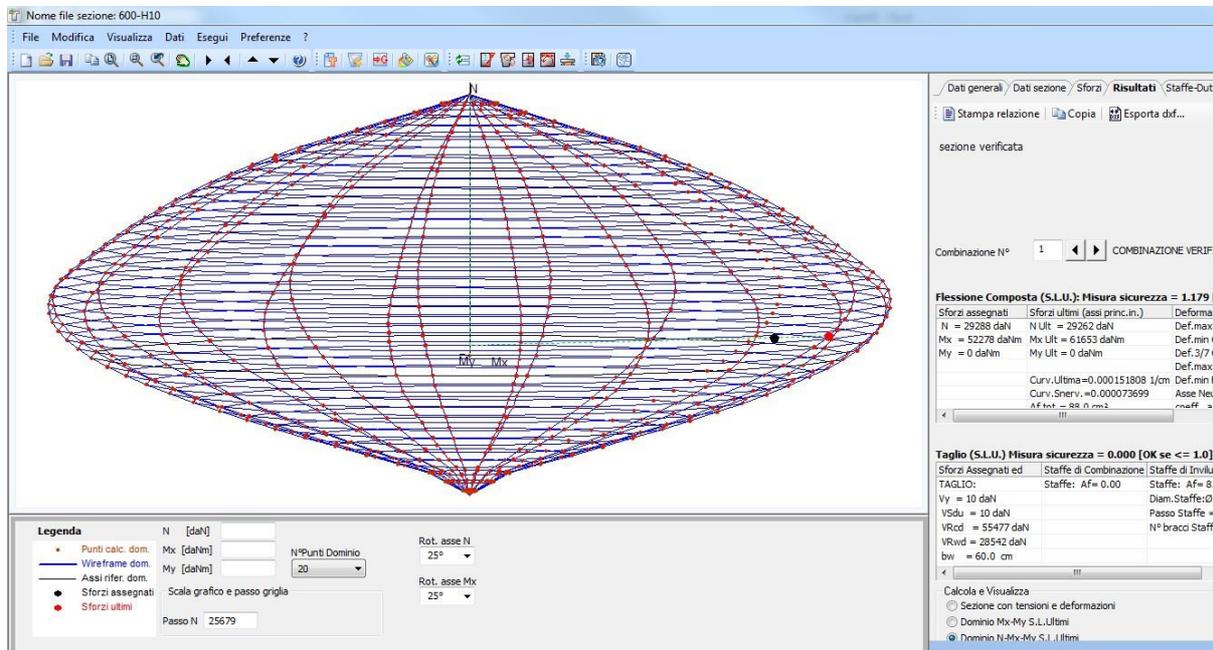


Figura 2 - Dominio di resistenza

**Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

**Verifica a taglio senza armatura a taglio**

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b \cdot d$$

Rck	30 MPa			
fck	24.9 MPa			
γc	1.5			
h	600 mm			
d	438.7831 mm			
bw	340.2616 mm			
1+(200/d)^0,5	1.675			
k	1.675			
Asl	8792 mmq			
Asl/(bw · d)	0.0589			
ρ1	0.02000			
vmin	0.379			
vmin · bw · d	56533			
V <sub>Rd</sub>	133.7 KN	>	V <sub>Ed</sub>	VERIFICATO

considerando il contributo dello sforzo assiale

Sezione Circolare

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	32 di 86

Diametro D	600 mm	
Raggio R	300 mm	
Copriferro armatura long c	82 mm	Copriferro medio all'asse
Raggio Rs=R-c	218 mm	
d=	438.7831 mm	$R+2Rs/\pi.greco\ par.7.9.5.2.2 - ntc2008$
bw=	340.2616 mm	$bwd=\pi.grecoDs^2/4$
Asl=	8792 mm <sup>2</sup>	
Ned=	293.87 kN	
Ved=	95.945 kN	
sigmacp=	1.039353 N/mm <sup>2</sup>	$\leq 0.2fcd$
0.15 sigmacp=	0.155903	

**Verifiche allo stato limite di esercizio**

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	26383	29250	0
2	26393	28883	0

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	25858	15372	0
2	25546	6862	0

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	25332	1495	0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min
1	S	134.6	0.0	0.0	-2178
2	S	133.0	0.0	0.0	-2147

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	71.8	0.0	0.0	-1001	0.0	-21.8	632	180	0.144	0.124
2	S	33.0	0.0	0.0	-292	0.0	-21.8	477	175	0.125	0.017

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	34 di 86

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min
1	S	10.8	0.0	0.0	40

- $134.6 \text{ daN/cm}^2 = \sigma_c < 0.55 f_{ck} = 137 \text{ daN/cm}^2$  per combinazione di carico caratteristica (rara) **verifica soddisfatta**
- $10.8 \text{ daN/cm}^2 = \sigma_c < 0.40 f_{ck} = 100 \text{ daN/cm}^2$  per combinazione di carico quasi permanente **verifica soddisfatta**
- $2178 \text{ daN/cm}^2 = \sigma_s < 0.75 f_{yk} = 3375 \text{ daN/cm}^2$  per combinazione di carico caratteristica (rara) **verifica soddisfatta**

Essendo  $w < 0.2 \text{ mm}$  la verifica è soddisfatta (comb frequente)

### 8.6 Verifiche strutturali del palo per BM110

La sezione maggiormente sollecitata è quella di incastro della barriera H7, si riporta la verifica a momento flettente e a taglio.

Caratteristiche geometriche della sezione controterra

Diametro Pali	60 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$16\phi 20 = 50.24 \text{ cm}^2$
Armatura tesa 2° strato Aa	
$\rho = Aa/A_{cls}$	$0.017 > \rho_{min} = 0.003$
Copriferro 1° strato (baricentro ferro)	8.2 cm

#### Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica:

$$M = 357.92 \text{ kNm}$$

$$N = 252.51 \text{ kN}$$

Sollecitazioni ultime:

$$M_u = 402.43 \text{ kNm} \quad N_u = 252.76 \text{ kN}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 1.12$$

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	36 di 86

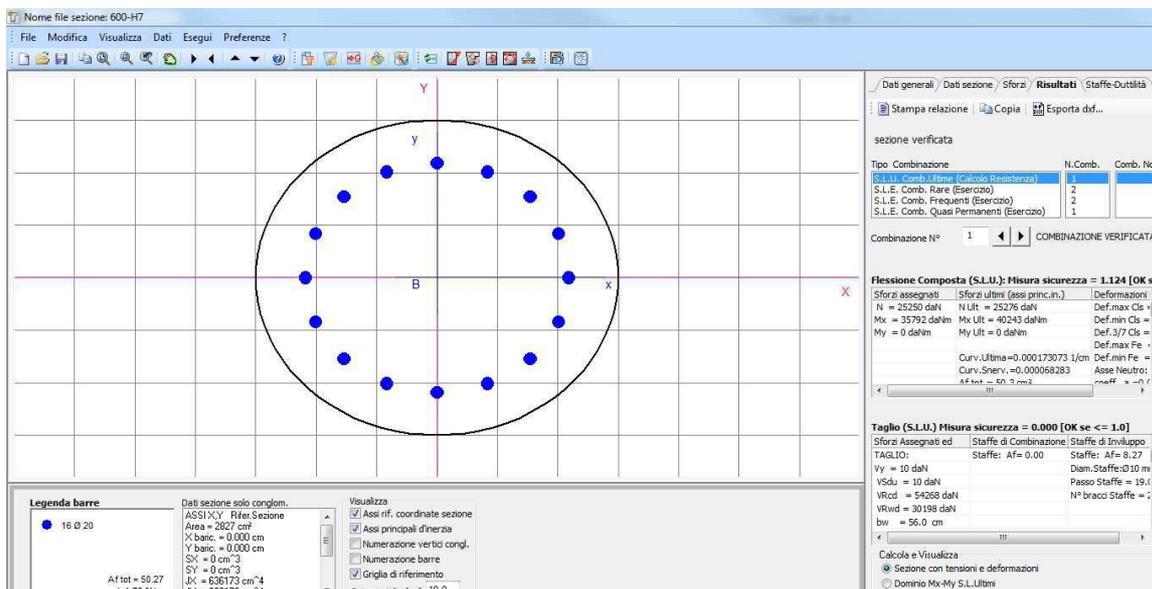


Figura 3 - Geometria sezione di calcolo

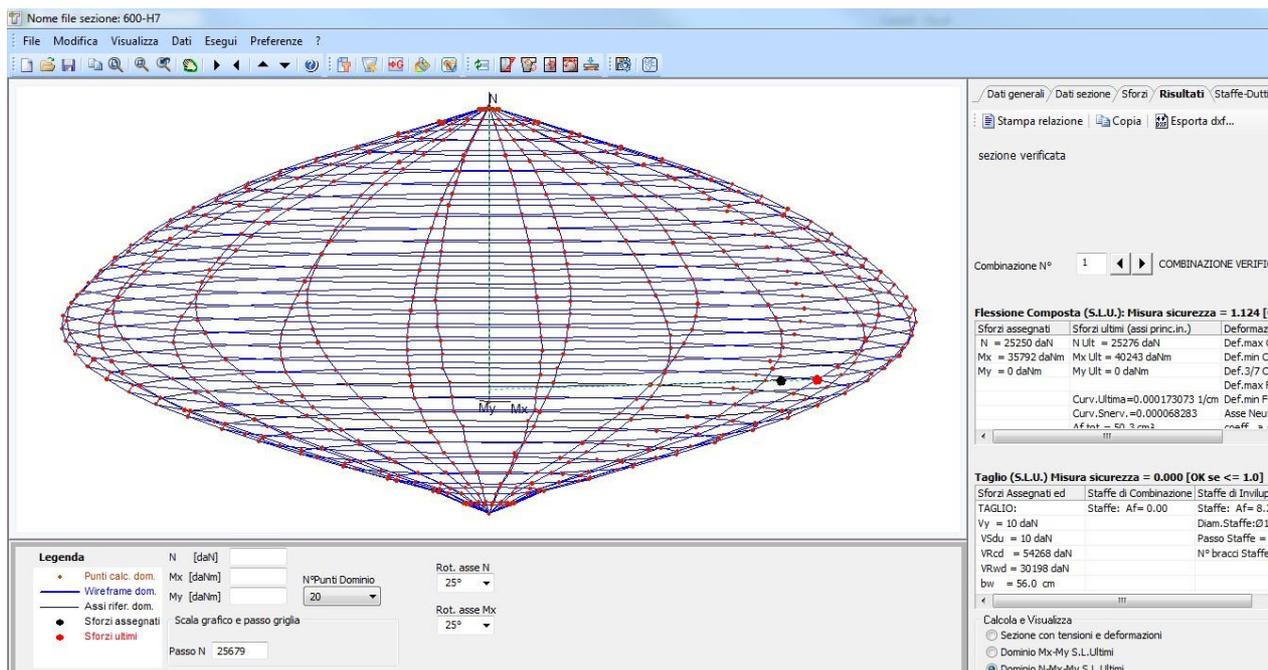


Figura 4 - Dominio di resistenza

Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

**Verifica a taglio senza armatura a taglio**

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

Rck	30 MPa		
fck	24.9 MPa		
$\gamma_c$	1.5		
h	600 mm		
d	438.7831 mm		
bw	340.2616 mm		
$1+(200/d)^{0,5}$	1.675		
k	1.675		
Asl	5024 mmq		
Asl/(bw · d)	0.0337		
$\rho_1$	0.02000		
vmin	0.379		
vmin · bw · d	56533		
$V_{Rd}$	130.4 KN	>	$V_{Ed}$ VERIFICATO
considerando il contributo dello sforzo assiale			

Sezione Circolare

Diametro D	600 mm		
Raggio R	300 mm		
Copriferro armatura long c	82 mm		Copriferro medio all'asse
Raggio $R_s=R-c$	218 mm		
d=	438.7831 mm		$R+2R_s/\pi$ . greco par.7.9.5.2.2 - ntc2008
bw=	340.2616 mm		$b_w=d \cdot \pi$ . greco $D_s^2/4$
Asl=	5024 mm <sup>2</sup>		
Ned=	252.506 kN		
Ved=	75.115 kN		
$\sigma_{macp} =$	0.893057 N/mm <sup>2</sup>	$\leq$	$0.2 \cdot f_{cd}$
0.15 $\sigma_{macp} =$	0.133959		

**Verifiche allo stato limite di esercizio**

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	23239	21353	0
2	23195	20546	0

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	22714	11640	0
2	22425	6299	0

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	22188	1928	0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min
1	S	131.1	0.0	0.0	-2489
2	S	126.1	0.0	0.0	-2376

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	71.2	0.0	0.0	-1142	0.0	-21.8	686	210	0.141	0.152
2	S	38.0	0.0	0.0	-421	0.0	-21.8	553	196	0.125	0.028

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	39 di 86

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	.
1	S	13.3	0.0	0.0	15	0

- $131.1 \text{ daN/cm}^2 = \sigma_c < 0.55 f_{ck} = 137 \text{ daN/cm}^2$  per combinazione di carico caratteristica (rara) **verifica soddisfatta**
- $13.3 \text{ daN/cm}^2 = \sigma_c < 0.40 f_{ck} = 100 \text{ daN/cm}^2$  per combinazione di carico quasi permanente **verifica soddisfatta**
- $2489 \text{ daN/cm}^2 = \sigma_s < 0.75 f_{yk} = 3375 \text{ daN/cm}^2$  per combinazione di carico caratteristica (rara) **verifica soddisfatta**

Essendo  $w < 0.2 \text{ mm}$  la verifica è soddisfatta (comb frequente)

### Lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio è valutata tramite l'Eurodice 2.

Assumendo che la tensione di lavoro della barra sia pari alla tensione di snervamento di progetto, si ottiene la lunghezza di ancoraggio di base.

$$l_b = (\Phi / 4) \times (f_{yd} / f_{bd}) = 36 \Phi$$

Avendo preso in considerazione un acciaio tipo B450C, per cui si ha che  $f_{yd} = 391,304 \text{ MPa}$  e un calcestruzzo C(25/30) per il quale  $f_{bd} = 2.69 \text{ MPa}$ .

La lunghezza di ancoraggio di progetto  $l_{bd}$  risulta:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_b \geq l_{b,min}$$

I coefficienti  $\alpha_i$  assumono valori minori o uguale a 1 e tengono conto dei seguenti fattori:

$\alpha_1$  tiene conto dell'effetto della forma delle barre

$\alpha_2$  tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo di calcestruzzo

$\alpha_3$  tiene conto dell'effetto di confinamento dovuto ad armatura trasversale

$\alpha_4$  tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldate

$\alpha_5$  tiene conto della pressione trasversale al piano di spacco lungo l'ancoraggio

Il prodotto  $\alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5$  deve essere maggiore o uguale a 0,7

Per assegnare i valori ai coefficienti  $\alpha_i$  si deve definire il valore del ricoprimento minimo del calcestruzzo.

Assunto i significati dei seguenti parametri:

$a$  = distanza tra le barre longitudinali

$c_1$  = copriferro laterale della barra

$c$  = copriferro inferiore o superiore della barra

si assume per il valore del ricoprimento minimo il seguente valore:

$c_d = \min\{a/2; c_1; c\}$  - per barre con ancoraggi dritti

$c_d = \min\{a/2; c_1\}$  - per barre con ancoraggi piegati o con uncini

$c_d = c_1$  - per barre ancorate con forcelle.

I valori dei coefficienti  $\alpha_i$  sono i seguenti:

$\alpha_1 = 1$  per ancoraggi dritti;  $\alpha_1 = 0,7$  per ancoraggi diversi se è  $c_d > 3 \times \Phi$ , altrimenti  $\alpha_1 = 1$ ;

$\alpha_2 = 1 - 0,15 \times (c_d - \Phi) / \Phi$  con valori leciti compresi tra 0,7 e 1 ;

$\alpha_3 = 1 - k \times \lambda$ , con valori compresi tra 0,7 e 1. Con :

$k = 0,1$  se la barra da ancorare è in corrispondenza di una piega delle barre trasversali

$k = 0,05$  se la barra è all'interno della massa di calcestruzzo rispetto alle barre trasversali

$k = 0$  se la barra è all'esterno delle barre trasversali

Il valore di  $\lambda$  è dato dalla formula:

$$\lambda = (A_{st} - A_{st,min}) / A_s \text{ dove:}$$

$A_{st}$  = Area totale delle armature trasversali poste nel tratto di ancoraggio

$A_{st,min}$  = **0,25** x  $A_s$  nelle travi e 0 nelle solette

$A_s$  è l'area della singola barra da ancorare

$\alpha_4$  = **0,7** nel caso di presenza di barre trasversali saldate, altrimenti  $\alpha_4$  = **1**

$\alpha_5$  = **1 - 0,004** x  $p$  , con valori compresi tra 0,7 e 1. Con:

$p$  = pressione trasversale nel tratto di ancoraggio.

La lunghezza di ancoraggio di progetto minima è fornita dalle seguenti relazioni:

- per barre in trazione  
 $l_{b,min} = \max \{0,3 \times l_b ; 10 \times \Phi ; 100 \text{ mm}\}$
- per barre in compressione  
 $l_{b,min} = \max \{0,6 \times l_b ; 10 \times \Phi ; 100 \text{ mm}\}$

## 8.7 Verifiche strutturali del palo per BM95

La sezione maggiormente sollecitata è quella di incastro della barriera H7, si riporta la verifica a momento flettente e a taglio.

Caratteristiche geometriche della sezione controterra

Diametro Pali	60 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	16 $\phi$ 16 = 32.16 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa 2° strato Aa	
$\rho = A_a/A_{cls}$	0.011 > $\rho_{min} = 0.003$
Copriferro 1°strato (baricentro ferro)	8.0 cm

### Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica:

$$M = 129.38 \text{ kNm}$$

$$N = 201.27 \text{ kN}$$

Sollecitazioni ultime:

$$M_u = 287.63 \text{ kNm} \quad N_u = 201.17 \text{ kN}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 2.22$$

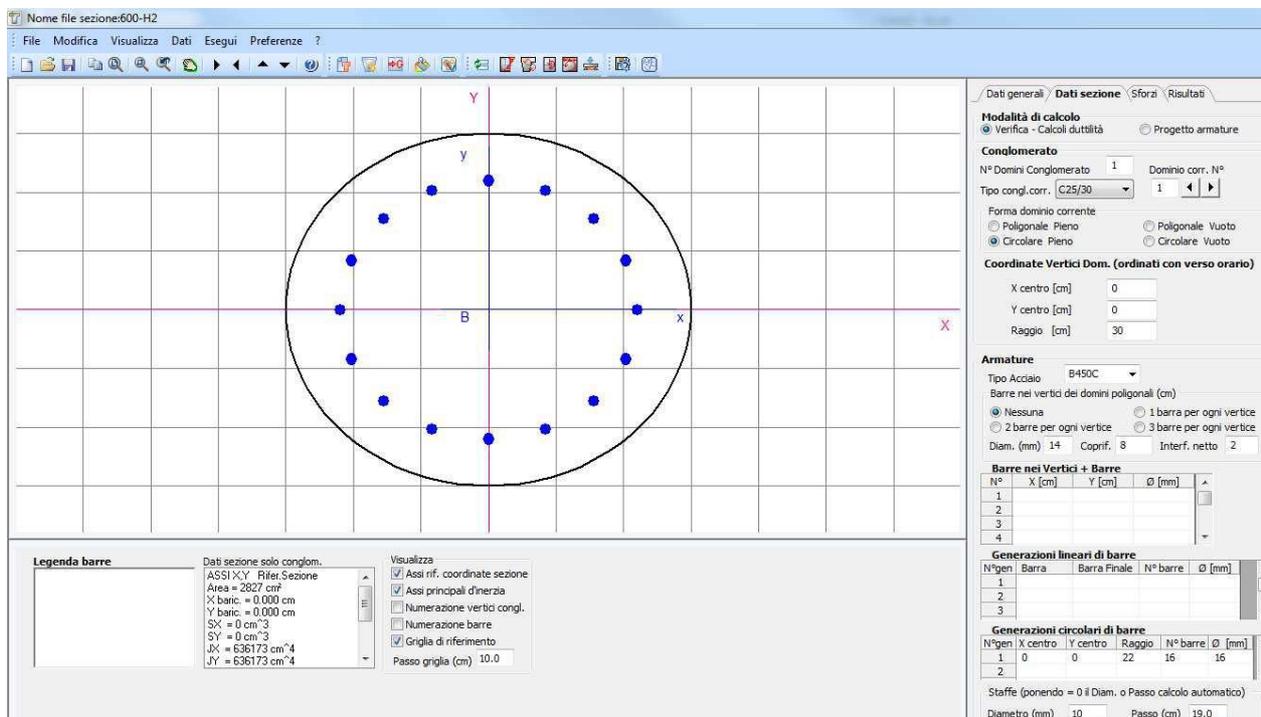


Figura 5 - Geometria sezione di calcolo

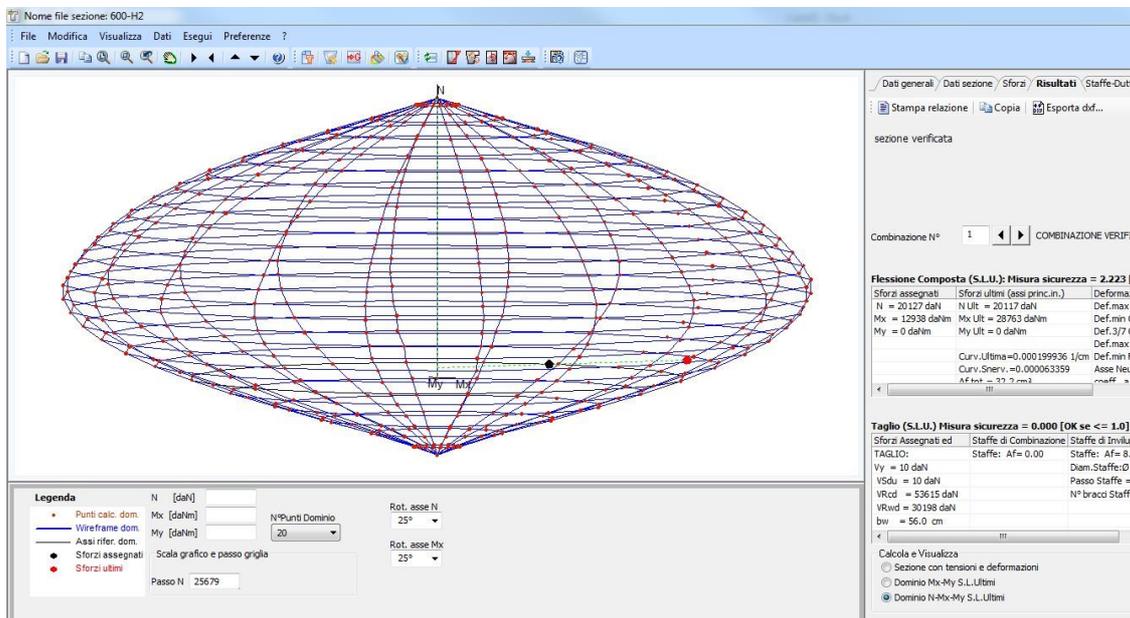


Figura 6 - Dominio di resistenza

Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

**Verifica a taglio senza armatura a taglio**

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

Rck	30 MPa			
fck	24.9 MPa			
γc	1.5			
h	600 mm			
d	440.0563 mm			
bw	345.5309 mm			
1+(200/d)^0,5	1.674			
k	1.674			
Asl	3216 mmq			
Asl/(bw· d)	0.0212			
ρ1	0.02000			
vmin	0.378			
vmin·bw·d	57525			
V <sub>Rd</sub>	128.6 KN	>	V <sub>Ed</sub>	VERIFICATO
considerando il contributo dello sforzo assiale				

Sezione Circolare

Diametro D	600 mm		
Raggio R	300 mm		
Copriferro armatura long c	80 mm		Copriferro medio all'asse
Raggio Rs=R-c	220 mm		
d=	440.0563 mm		R+2Rs/pi.greco par.7.9.5.2.2 - ntc2008
bw=	345.5309 mm		bwd=pi.grecoDs <sup>2</sup> /4
Asl=	3216 mm <sup>2</sup>		
Ned=	201.27 kN		
Ved=	43.35 kN		
sigmacp=	0.711847 N/mm <sup>2</sup>	≤	0.2fcd
0.15 sigmacp=	0.106777		

Verifiche allo stato limite di esercizio

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.		
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.		

N. Comb.	N	Mx	My
1	15310	7023	0
2	15286	6625	0

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	15120	3808	0

2 15065 2890 0

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	14929	593	0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min
1	S	32.6	0.0	0.0	-238
2	S	31.0	0.0	0.0	-221

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	19.7	0.0	0.0	-98	0.0	-22.0	686	0	0.141	0.000
2	S	16.1	0.0	0.0	-58	0.0	-22.0	553	0	0.125	0.000

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min
1	S	6.9	0.0	0.0	42

- 32.6 daN/cm<sup>2</sup> =  $\sigma_c < 0.55 f_{ck} = 137$  daN/cm<sup>2</sup> per combinazione di carico caratteristica (rara) **verifica soddisfatta**
- 6.9 daN/cm<sup>2</sup> =  $\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 100$  daN/cm<sup>2</sup> per combinazione di carico quasi permanente **verifica soddisfatta**
- 238 daN/cm<sup>2</sup> =  $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 3375$  daN/cm<sup>2</sup> per combinazione di carico caratteristica (rara) **verifica soddisfatta**

Essendo  $w < 0.2$  mm la verifica è soddisfatta (comb frequente)

### 8.8 Lunghezza di ancoraggio del palo all'interno della trave di fondazione

La lunghezza di ancoraggio dell'armatura del palo è stata valutata considerando che la tensione di aderenza sia distribuita in maniera costante lungo la superficie della barra, la forza di ancoraggio può essere espressa dalla relazione:

$$F_b = \pi \phi l_b f_b$$

dove con  $f_b$  si è indicata la tensione di aderenza ultima offerta dal calcestruzzo, con  $l_b$  la lunghezza di ancoraggio e con  $\phi$  il diametro della barra.

Sulla base del cap. 4.1.2.1.1.4 delle NTC2008 la resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C = 2.69 \text{ N/mm}^2$$

dove:  $\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo e pari a 1,5;  $f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk}$$

in cui  $\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32 \text{ mm}$   $\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Dall'uguaglianza dello sforzo assorbito dalla barra e lo sforzo di aderenza si ottiene:

$$l_b = \phi f_{yk} / 4 f_{bk}$$

Per l'acciaio tipo B450C  $f_{yd} = 391,304 \text{ MPa}$  e per il calcestruzzo C25/30 si ottiene:

$$l_b = 36 \phi = 72 \text{ cm per le barre } \phi 20$$

$$l_b = 36 \phi = 58 \text{ cm per le barre } \phi 16$$

## 8.9 Verifica di deformabilità in condizioni di esercizio BM95

Il comportamento dei pali in condizioni di esercizio è stato studiato nella condizione SLE frequente, poiché la verifica globale di deformabilità nell'allegato A10 al Manuale di progettazione delle opere civili (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A) riporta la seguente verifica:

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	48 di 86

 <p>RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI PARTE II - SEZIONE 1 - AMBIENTE</p> <p>ALLEGATO A10</p>	
	<p>MANUALE PARTE II - SEZIONE 1</p>	<p>Codifica: RFI DTC SI AG MA IFS 001 A</p>

## 2.5 Verifica globale di deformabilità

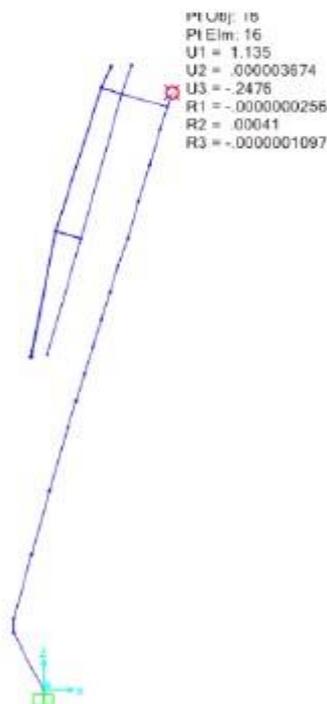
La verifica globale di deformabilità consiste nel verificare che lo spostamento in sommità nella peggiore condizione di carico possibile sia inferiore a "L/150", essendo L l'altezza del montante.

Essendo in questo caso L = 4028 mm l'altezza della barriera fuori terra, si ha quindi  $f_{max} = 4028/150 = 26.85$  mm

Dal calcolo, la freccia massima si ha nella condizione di carico FRE 01 (P100); essa risulta pari a

$$f_{max} = \sqrt{1.13^2 + 0.24^2} = 1.16 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.



Allo spostamento di 1.16 mm si sommerà lo spostamento associato all'eventuale rotazione e del palo, valutato come segue.

Si schematizza il terreno come un mezzo alla Winkler con un modulo di reazione variabile con la profondità secondo la seguente formula:

$$k_h = n_h(z - z_{strato}) / D + k_h$$

in cui  $k_h = 700 \text{ kN/m}^3$  e  $n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$  valutati tramite valori di letteratura mettendosi a favore di sicurezza nel caso di terreno incoerente sciolto.

TABELLA 7.2 – Valori tipici di  $k_h$  per terreni incoerenti

Tipo di sabbia	Range [N/cm <sup>2</sup> ]	Stato di addensamento		
		sciolto	medio	denso
Non satura	Range [N/cm <sup>2</sup> ]	7÷20	20÷100	100÷350
	Valore consigliato [N/cm <sup>2</sup> ]	15	50	175
Satura	[N/cm <sup>2</sup> ]	10	30	110

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100÷300	300÷1000	1000÷3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
$n_h$ [N/cm <sup>2</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm <sup>2</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

Inserendo una forza orizzontale di 8.18 kN e una coppia in testa corrispondente a  $M = 28.89 \text{ kNm}$  (combinazione frequente al par. 7.2) si ottiene nell'ipotesi cautelativa di palo libero uno spostamento in testa al palo di  $y = 0.01 \text{ mm}$  e una rotazione  $\alpha = 0.00023 \text{ rad}$ .

strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100.00	700	2500
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo: 0.6 (m)  
 J palo: 0.00636 (m<sup>4</sup>)  
 Lunghezza del palo: 9 (m)  
 Forza orizzontale in testa: 8.18 (kN)  
 Momento in testa: 28.89 (kNm)  
 E cls: 31220 (Mpa)  
 dimensione elementi: 0.2 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo impedito di traslare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+\*)

Spostamenti, Rotazioni, Pressione				
nodo	z	y(z)	$\alpha$ (z)	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	0.01	-0.00023	0.01

— M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

Questo spostamento e rotazione in testa al palo corrisponde a uno spostamento in testa alla barriera di 1.12 mm valutato come:

$$y_{\text{testa\_barriera}} = y + H \tan(\alpha) = 0.01 + 1.11 = 1.12 \text{ mm}$$

in cui  $H=L+h_{zoccolo}+h_{trave}=4028+350+450=4828$  mm

che va sommata allo spostamento di 1.16 mm ottenendo uno spostamento di 2.28 mm <  $f_{max}=26.28$  mm.

## 8.10 Verifica di deformabilità in condizioni di esercizio BM110

Il comportamento dei pali in condizioni di esercizio è stato studiato nella condizione SLE frequente, poiché la verifica globale di deformabilità nell'allegato A11 al Manuale di progettazione delle opere civili (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A) riporta la seguente verifica:

### 2.5 Verifica globale di deformabilità

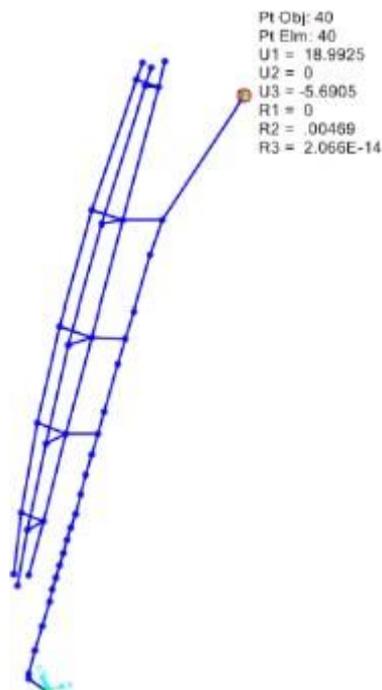
La verifica globale di deformabilità consiste nel verificare che lo spostamento in sommità nella peggiore condizione di carico possibile sia inferiore a "L/150", essendo L l'altezza del montante.

Essendo in questo caso  $L = 6750$  mm l'altezza della barriera fuori terra, si ha quindi  $f_{max} = 6750/150 = 45.00$  mm

Dal calcolo, la freccia massima si ha nella condizione di carico FRE 02 (P100); essa risulta pari a

$$f_{max} = \sqrt{1.13^2 + 0.24^2} = 1.16 \text{ mm} \sqrt{19^2 + 5.7^2} = 19.8 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.



Allo spostamento di 19.80 mm si sommerà lo spostamento associato all'eventuale rotazione e del palo, valutato come segue.

Si schematizza il terreno come un mezzo alla Winkler con un modulo di reazione variabile con la profondità

secondo la seguente formula:

$$k_h = n_h(z - z_{strato}) / D + k_h$$

in cui  $k_h = 700 \text{ kN/m}^3$  e  $n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$  valutati tramite valori di letteratura mettendosi a favore di sicurezza nel caso di terreno incoerente sciolto.

TABELLA 7.2 – Valori tipici di  $k_h$  \* per terreni incoerenti

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		sciolto	medio	denso
Non satura	Range [N/cm <sup>2</sup> ]	7÷20	20÷100	100÷350
	Valore consigliato [N/cm <sup>2</sup> ]	15	50	175
Satura	[N/cm <sup>2</sup> ]	10	30	110

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100÷300	300÷1000	1000÷3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
$n_h$ [N/cm <sup>2</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm <sup>2</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12



### 8.11 Verifica di deformabilità in condizioni di esercizio BM130

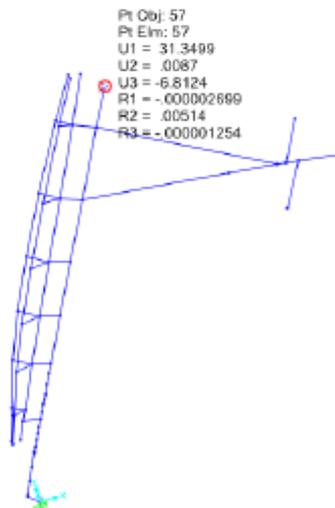
Il comportamento dei pali in condizioni di esercizio è stato studiato nella condizione SLE frequente, poiché la verifica globale di deformabilità nell'allegato A12 al Manuale di progettazione delle opere civili (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A) riporta la seguente verifica:

 <p>RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI PARTE II - SEZIONE 1 - AMBIENTE</p> <p>ALLEGATO A12</p>	
	<p>MANUALE PARTE II – SEZIONE 1</p>	<p>Codifica: RFI DTC SI AG MA IFS 001 A</p>

### 2.5 VERIFICA GLOBALE DI DEFORMABILITA'

La verifica globale di deformabilità consiste nel verificare che lo spostamento in sommità nella peggiore condizione di carico possibile sia inferiore a "L/150", essendo "L" l'altezza del montante.

Essendo in questo caso L = 8210 mm l'altezza della barriera fuori terra, si ha quindi  $f = 8210/150 = 54.73$  mm



Dal calcolo, la freccia massima si ha nella condizione di carico FRE01 (P100); essa risulta pari a  $f_{max} = \sqrt{31.4^2 + 6.8^2} = 32.1$  mm

Per cui la verifica risulta soddisfatta.

Allo spostamento di 32.10 mm si sommerà lo spostamento associato all'eventuale rotazione e del palo, valutato come segue.

Si schematizza il terreno come un mezzo alla Winkler con un modulo di reazione variabile con la profondità secondo la seguente formula:

$$k_h = n_h(z - z_{strato})/D + k_h$$

in cui  $k_h = 700 \text{ kN/m}^3$  e  $n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$  valutati tramite valori di letteratura mettendosi a favore di sicurezza nel caso di terreno incoerente sciolto.

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

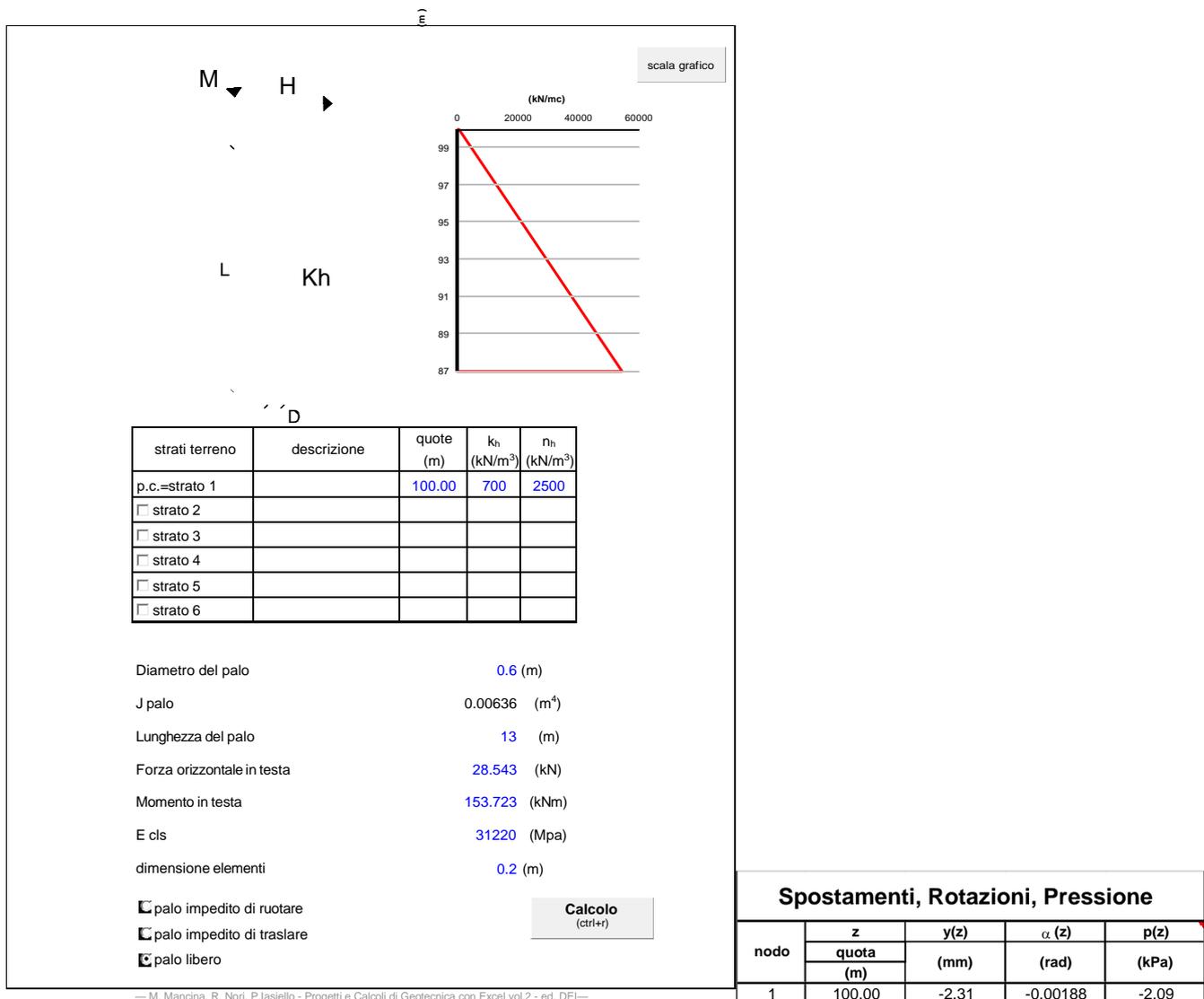
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	56 di 86

TABELLA 7.2 – Valori tipici di  $k_n$  per terreni incoerenti

Tipo di sabbia	Range [N/cm²]	Stato di addensamento		
		sciolto	medio	denso
Non satura		7÷20	20÷100	100÷350
	Valore consigliato [N/cm²]	15	50	175
Satura	[N/cm²]	10	30	110

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100÷300	300÷1000	1000÷3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
$n_s$ [N/cm²], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm²], sabbie immerse	1,5	5	12

Inserendo una forza orizzontale di 28.54 kN e una coppia in testa corrispondente a  $M=153.72$  kNm (combinazione frequente al par. 7.2) si ottiene nell'ipotesi cautelativa di palo libero uno spostamento in testa al palo di  $y=2.31$  mm e una rotazione  $\alpha=0.00188$  rad.



Questo spostamento e rotazione in testa al palo corrisponde a uno spostamento in testa alla barriera di 19.62 mm valutato come:

$$y_{\text{testa\_barriera}} = y + H \tan(\alpha) = 2.31 + 17.31 = 19.62 \text{ mm}$$

$$\text{in cui } H = L + h_{\text{zoccolo}} + h_{\text{trave}} = 8210 + 350 + 650 = 9210 \text{ mm}$$

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	57 di 86

che va sommata allo spostamento di 51.72 mm ottenendo uno spostamento di 51.72 mm <math>f\_{max}</math>=54.73 mm.

## 9. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

Le verifiche geotecniche sono fatte con le combinazioni GEO.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da pali trivellati, il cui valore di progetto Rd della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico Rk applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

	Coefficiente Parziale ( $\gamma_R$ )	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	$\gamma_b$	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25

Tabella 1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica Rk del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove Rk è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza Rc,k (o Rt,k) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate Rc,calc (Rt,calc) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI  RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<b>MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  D600mm - Relazione tecnica e di calcolo</b>	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA EP	DOCUMENTO MD 00 00 095	REV. A	FOGLIO 59 di 86

*Tabella 2 - Fattori di correlazione  $\xi$*

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a  $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ .

## 9.1 Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi assiali

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione  $\xi$ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

dove:

$$Q_{Rd} = \xi \cdot \left( \frac{Q_{Rv}}{R_i} + \frac{Q_{R\phi}}{R_i} \right) - W_{palo}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b ;$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s ;$$

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

qb = pressione limite alla base del palo;

$\tau_s$  = pressione laterale lungo il palo;

Ri e  $\xi$  = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

Wpalo = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

In particolare,

– per terreni coesivi:

- $q_b = 9 \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$

- $\tau_s = \alpha \cdot c_u$

– per terreni incoerenti:

- $q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$

- $q_s = k_i \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{v0}$

dove:

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	61 di 86

cu = coesione non drenata;

cub = coesione non drenata alla base del palo;

$\sigma_v0$  = tensione litostatica totale;

$\alpha$  = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$ ;

$N_q$  = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

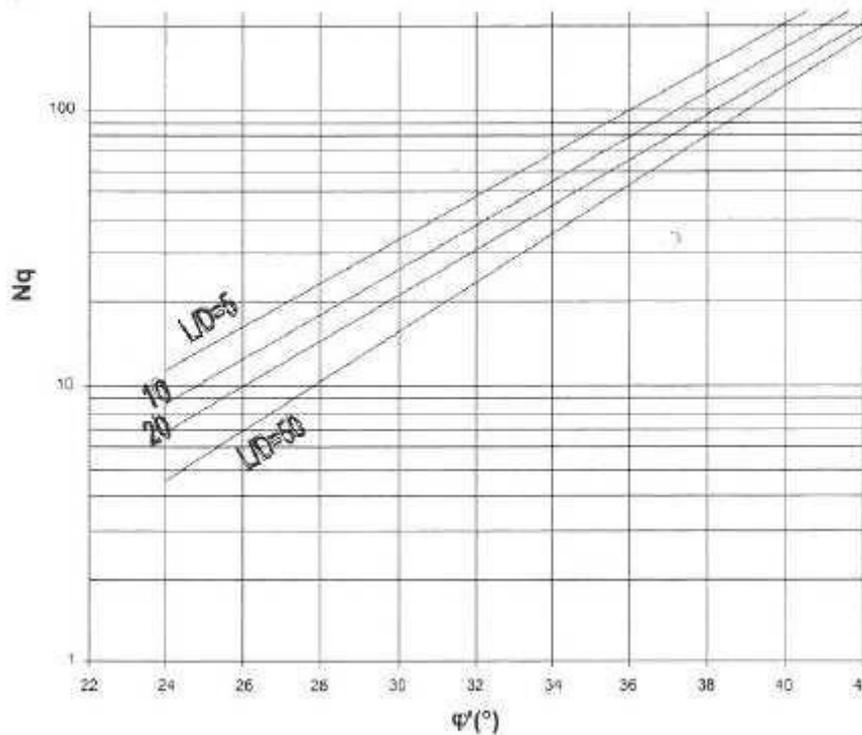


Figura 4: Valori del fattore  $N_q$  per pali di medio diametro

Per quanto riguarda il coefficiente empirico  $\alpha$ , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

$c_u$ (kPa)	$\alpha$
$\leq 25$	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
$\geq 75$	0.4

## 9.2 Risultati verifiche pali nei confronti dei carichi assiali H10

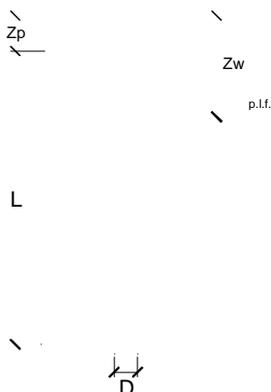
Si adotta una lunghezza dei pali pari a 13 m.

### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 1.00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 227.81 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati 1  $\frac{1}{\sqrt{1}}$  Lpalo = 13.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s traz</sub>
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.70	1.45	1.60

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



### PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (kPa)
1	13.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	17.00	0.0	26.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

### PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	C <sub>u min</sub> (kPa)
1	13.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	17.00	0.0	26.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		

### RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	13.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	419.5	9.80	0.00	1058.9	299.4	419.5	9.80	0.00	1058.9	299.4

### CARICO ASSIALE AGENTE

N<sub>d</sub> = N<sub>G</sub> · γ<sub>e</sub> + N<sub>Q</sub> · γ<sub>Q</sub>  
 N<sub>d</sub> = 227.8 (kN)

### CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R<sub>b,cal med</sub> = 299.4 (kN)  
 laterale R<sub>s,cal med</sub> = 419.5 (kN)

### CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R<sub>b,cal min</sub> = 299.4 (kN)  
 laterale R<sub>s,cal min</sub> = 419.5 (kN)

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	52 di 86

totale  $R_{c,cal\ med}$  = 718.9 (kN)      totale  $R_{c,cal\ min}$  = 718.9 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\zeta_3 ; R_{b,cal\ min}/\zeta_4) = 176.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\zeta_3 ; R_{s,cal\ min}/\zeta_4) = 246.8 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 422.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 273.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.20$$

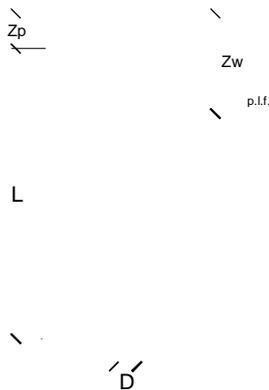
### 9.3 Risultati verifiche pali nei confronti dei carichi assiali H8

Si adotta una lunghezza dei pali pari a 11 m.

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>m</sub>): 1.00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 195.94 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati 1 Lpalo = 11.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s, traz</sub>
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.70	1.45	1.60



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	11.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	17.00	0.0	26.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.56	0.49		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	11.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	17.00	0.0	26.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.56	0.49		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	11.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	315.2	10.41	0.00	978.8	276.8	315.2	10.41	0.00	978.8	276.8

**CARICO ASSIALE AGENTE**

N<sub>d</sub> = N<sub>G</sub> · γ<sub>G</sub> + N<sub>Q</sub> · γ<sub>Q</sub>  
 N<sub>d</sub> = 195.9 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base R<sub>b,cal med</sub> = 276.8 (kN)  
 laterale R<sub>s,cal med</sub> = 315.2 (kN)  
 totale R<sub>c,cal med</sub>

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base R<sub>b,cal min</sub> = 276.8 (kN)  
 laterale R<sub>s,cal min</sub> = 315.2 (kN)  
 =

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	53 di 86

592.0 (kN)

totale  
 $R_{c,cal}$   
min =

592.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med/\xi_3} ; R_{b,cal\ min/\xi_4}) = 162.8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med/\xi_3} ; R_{s,cal\ min/\xi_4}) = 185.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 348.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 223.6 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.14$$

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	54 di 86

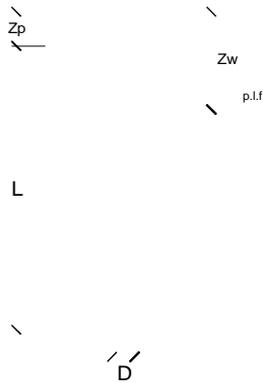
## 9.4 Risultati verifiche pali nei confronti dei carichi assiali H2

Si adotta una lunghezza dei pali pari a 9 m.

### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>a</sub>): 1.00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 155.52 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati 1 Lpalo = 9.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.70	1.45	1.60



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	p.pog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

### PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	9.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	17.00	0.0	26.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

### PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	9.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	17.00	0.0	26.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.56	0.49		

### RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)						
			Q <sub>s</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>	Q <sub>s</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>		
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	9.00	Coltre eluvio-colluviale Limi argillosi	225.4	11.29	0.00	903.1	255.3	225.4	11.29	0.00	903.1	255.3		

### CARICO ASSIALE AGENTE

N<sub>d</sub> = N<sub>G</sub> + γ<sub>G</sub> + N<sub>Q</sub> + γ<sub>Q</sub>  
 N<sub>d</sub> = 155.5 (kN)

### CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R<sub>b;cal med</sub> = 255.3 (kN)  
 laterale R<sub>s;cal med</sub> = 225.4 (kN)  
 totale R<sub>c;cal med</sub> = 480.7 (kN)

### CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R<sub>b;cal min</sub> = 255.3 (kN)  
 laterale R<sub>s;cal min</sub> = 225.4 (kN)  
 totale R<sub>c;cal min</sub> = 480.7 (kN)

ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	55 di 86

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal} \text{ med}/\xi_3 ; R_{b,cal} \text{ min}/\xi_4) = 150.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal} \text{ med}/\xi_3 ; R_{s,cal} \text{ min}/\xi_4) = 132.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 282.8 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 179.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.16$$

## 9.5 Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

### 9.5.1 Carico orizzontale limite

Il carico orizzontale limite  $H_{lim}$  è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

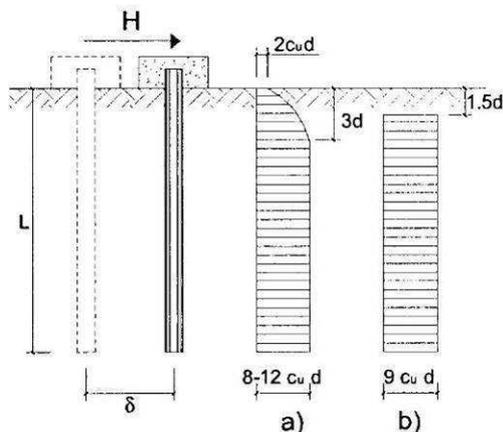
- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione
- caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni
- quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le
- deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

### 9.5.2 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** – (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 \phi$  e costante con valore  $9 \cdot c_u \cdot \phi$  per profondità maggiori.



*Figura 7 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).*

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

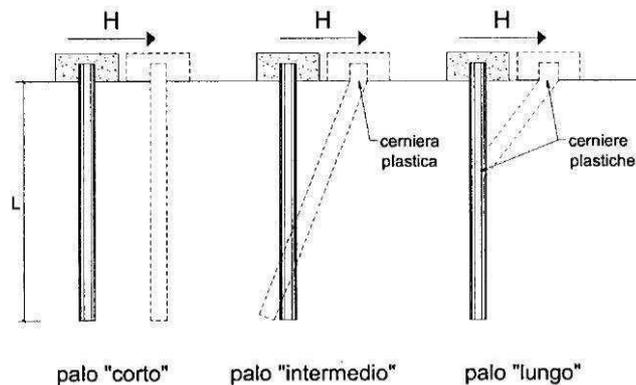


Figura 8 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \text{ lim} = 9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \text{ lim} = -9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \text{ lim} = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \text{ lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \text{ lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

ds l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

### 9.5.3 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p z D$$

essendo:

$k_p$  il coefficiente di spinta passiva;

$z$  la profondità da piano campagna;

$\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H \text{ lim} = 1.5 k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H \text{ lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \text{ lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \text{ lim} = 1.5 k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5 D f^2 - \left( \frac{2 M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

$ds$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

### 9.5.4 Carico orizzontale resistente

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

Coefficiente Parziale		
R1	R2	R3
1.0	1.6	1.3

*Tabella 3 -Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze*

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,calc}$  ( $R_{t,calc}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella seguente, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

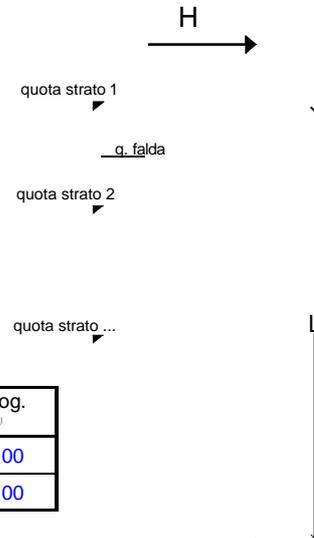
n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

*Tabella 4 -Fattori di correlazione  $\xi$*

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a  $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ .

### 9.6 Risultati verifiche dei pali nei confronti dei carichi orizzontali H10

coefficienti parziali Metodo di calcolo		A		M		R	
		permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	17	7	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)  
 Diametro del palo D **0.60** (m)  
 Lunghezza del palo L **13.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My **591.27** (kNm)  
 Step di calcolo **0.5** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

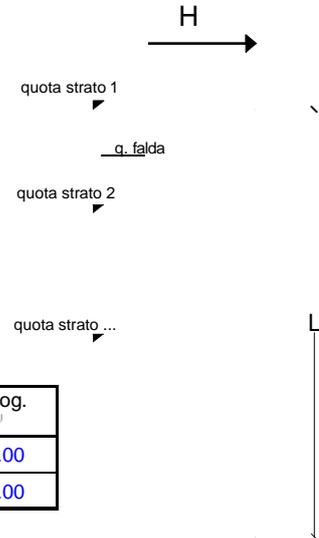
**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	365.0 (kN)		365.0 (kN)	
Palo intermedio	665.6 (kN)		665.6 (kN)	
Palo corto	2726.8 (kN)		2726.8 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 365.0 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 365.0 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>		214.73 (kN)	
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>		<b>134.21 (kN)</b>	
Carico Assiale Permanente (G):		G =	<b>83.04 (kN)</b>	



### 9.7 Risultati verifiche dei pali nei confronti dei carichi orizzontali H7

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.00	1.60



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	17	7	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)  
 Diametro del palo D **0.60** (m)  
 Lunghezza del palo L **11.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My **370.57** (kNm)  
 Step di calcolo **0.5** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>			<b>H minimo</b>	
Palo lungo	292.4	(kN)		292.4	(kN)
Palo intermedio	520.3	(kN)		520.3	(kN)
Palo corto	1952.3	(kN)		1952.3	(kN)
	<b>H<sub>med</sub></b>	<b>292.4</b>	<b>(kN)</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>292.4</b> <b>(kN)</b>
			<b>Palo lungo</b>		
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>			172.02	(kN)
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>			<b>107.52</b>	<b>(kN)</b>
	Carico Assiale Permanente (G):		G =	<b>65.02</b>	(kN)

MODIFICA TECNICA PER FONDAZIONI BARRIERE ACUSTICHE  
SOSTITUZIONE COPPIE DI MICROPALI CON MONOPALO CFA  
D600mm - Relazione tecnica e di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	EP	MD 00 00 095	A	66 di 86

Carico Assiale variabile (Q):  $Q = 0$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 65.02$  (kN)

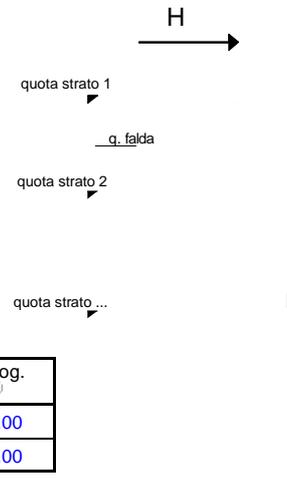
$FS = Hd / F_d = 1.65$

— M. Mancina, R. Nori, P.Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

## 9.8 Risultati verifiche dei pali nei confronti dei carichi orizzontali H2

opera **esempio**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	17	7	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda  100 (m)  
 Diametro  palo impedito di ruotare 0.60  
 palo libero  
 Lunghezza del palo L 9.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 254.99 (kNm)  
 Step di calcolo 0.5 (m)

**Calcolo**  
(ctrl+H)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	227.9	(kN)	227.9	(kN)
Palo intermedio	391.3	(kN)	391.3	(kN)
Palo corto	1306.9	(kN)	1306.9	(kN)
	<b>H<sub>med</sub></b>	<b>227.9 (kN)</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>227.9 (kN)</b>

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$  134.06 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$  83.79 (kN)

Carico Assiale Permanente (G): G = 37.52 (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$  37.52 (kN)

$FS = H_d / F_d =$  2.23