

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Luca Nani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A2445

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing.
Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO CORNIA 2
Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture

| CODICE PROGETTO | | | NOME FILE | REVISIONE | SCALA: |
|--------------------|-------------|----------------|---|-----------|--------------|
| PROGETTO | LIV. PROG. | N. PROG. | T00-VI02-STR-RE01 | | |
| D P F I 1 2 | E | 1 8 0 1 | CODICE ELAB. T 0 0 V I 0 2 S T R R E 0 1 | A | - |
| A | Emissione | | 29/03/2019 | E.Ricci | E.Bartolucci |
| REV. | DESCRIZIONE | | DATA | REDATTO | VERIFICATO |
| | | | | | APPROVATO |

INDICE

| | | |
|------------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA..... | 3 |
| 2 | RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI | 4 |
| 3 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI..... | 5 |
| 4 | MODELLO GEOTECNICO..... | 6 |
| 5 | CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE | 8 |
| 2.1 | VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SLU) | 8 |
| 5.1.1 | Resistenza nei confronti dei carichi assiali | 10 |
| 5.1.2 | Resistenza nei confronti dei carichi trasversali | 11 |
| 2.2 | VERIFICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 13 |
| 5.1.3 | Comportamento dei pali sottoposti a carico assiale - cedimenti (SLE)..... | 13 |
| 5.1.4 | Comportamento dei pali sottoposti a carico trasversale (SLE)..... | 14 |
| 3 | SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE | 15 |
| 3.1 | SPALLE SP1 E SP2 | 15 |
| 3.2 | TORRI PROVVISORIE P1 E P2..... | 17 |
| 4 | RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU E SLE..... | 18 |
| 4.1 | VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI (SLU) | 18 |
| 4.2 | VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI (SLU)..... | 20 |
| 4.3 | COMPORAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO ASSIALE - CEDIMENTI (SLE)..... | 21 |
| 4.4 | COMPORAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO TRASVERSALE (SLE) | 22 |
| 5 | SINTESI DELLE LUNGHEZZE DEI PALI DI FONDAZIONE | 22 |

| | |
|--|-----------|
| ALLEGATO A - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI | 23 |
| ALLEGATO B - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI | 27 |
| ALLEGATO C - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI | 28 |
| ALLEGATO D - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI | 31 |

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica dei pali di fondazione delle spalle e delle torri provvisorie, del Viadotto V02 – Cornia 2, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

Il viadotto presenta due carreggiate distinte e separate, ciascuna delle quali costituita da un impalcato in semplice appoggio di luce pari a 70 m (distanza media tra gli assi appoggi delle spalle). Le spalle sono di tipo a mensola con muri laterali. Per l'esecuzione dell'impalcato si prevede la realizzazione di strutture provvisorie (torri) per consentire il varo dei conci centrali.

Sia per le spalle che per le torri sono previste fondazioni di tipo indiretto su pali di grande diametro $D = 1.2$ m.

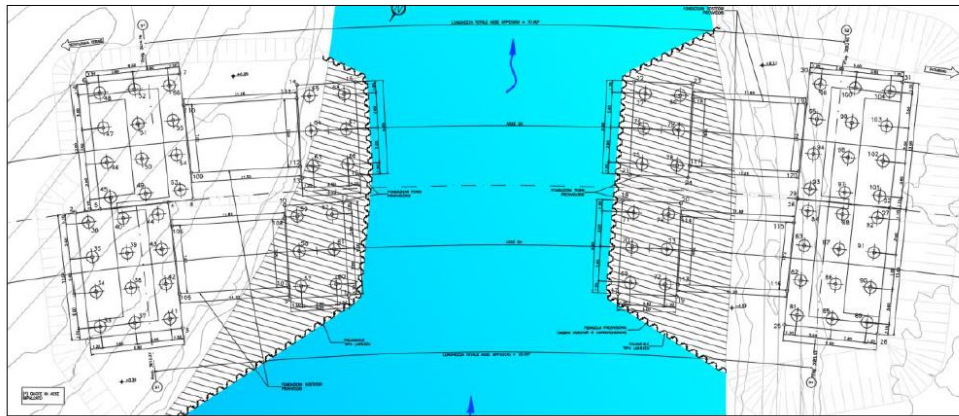


Figura 1: Pianta fondazioni.

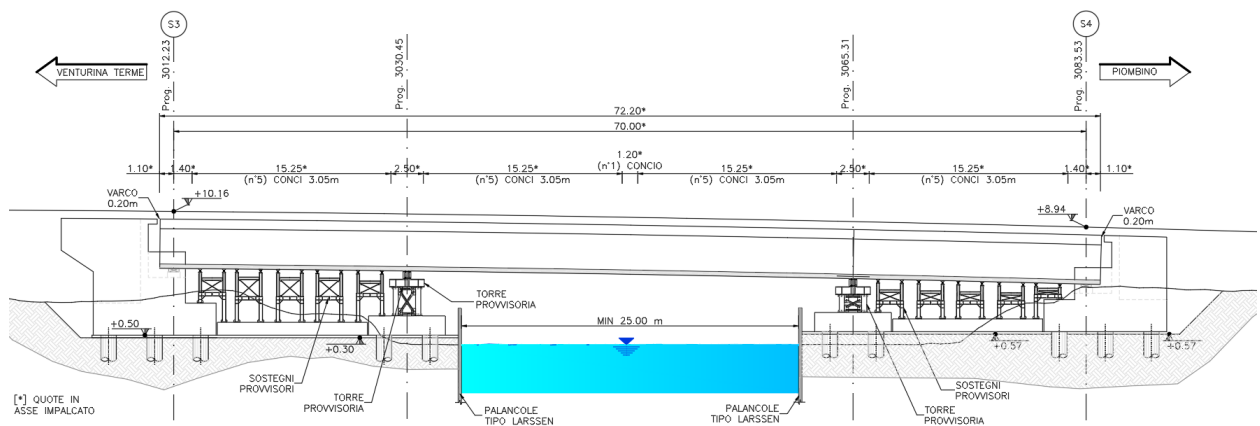


Figura 2: Profilo longitudinale asse dx.

2 RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

È previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti. Per maggiori informazioni si rinvia all'elaborato specifico.

CALCESTRUZZO PER SOTTOSTRUTTURE

| Classe di resistenza calcestruzzo | C32/40 | | | |
|--|-----------|----------|---------------------|----------------------|
| caratteristiche del calcestruzzo | | | | |
| resistenza caratteristica cubica | R_{ck} | 40 | [MPa] | |
| resistenza caratteristica cilindrica | f_{ck} | 33.2 | [MPa] | |
| resistenza cilindrica media | f_{cm} | 41.2 | [MPa] | |
| resistenza media a trazione semplice | f_{ctm} | 3.1 | [MPa] | |
| resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%) | f_{ctk} | 2.2 | [MPa] | |
| modulo elastico istantaneo | E_{cm} | 33,643 | [MPa] | |
| Resistenze di calcolo | | | | COEFFICIENTI |
| Resistenza di calcolo a compressione | f_{cd} | 18.8 | [MPa] | $\gamma_c = 1.5$ |
| Resistenza di calcolo a trazione | f_{ctd} | 1.4 | [MPa] | $\alpha_{cc} = 0.85$ |
| Coefficiente di espansione termica lineare | α | 1.00E-05 | [°C ⁻¹] | |

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

| Tipo di acciaio | B450C | | | |
|--|----------|--------|-------|-------------------|
| tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | 450 | [MPa] | |
| tensione caratteristica di rottura | f_{tk} | 540 | [MPa] | |
| Resistenze di calcolo | | | | COEFFICIENTI |
| Resistenza di progetto | f_{yd} | 391.3 | [MPa] | $\gamma_s = 1.15$ |
| Modulo elastico | E_s | 200000 | [MPa] | |

Per il calcestruzzo armato si assume : $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$

4 MODELLO GEOTECNICO

Per quello che concerne la caratterizzazione geotecnica dell'area, si fa riferimento a quanto riportato all'interno della relazione geotecnica ed al profilo geotecnico (vedi figura seguente), ai quali si rimanda per maggiori dettagli. L'opera occupa un'area caratterizzata superficialmente da terreni di natura antropica costituiti da riporti, residui di altoforno e depositi di colmata per la bonifica idraulica della palude (Ug0). Al di sotto dei riporti sono presenti, per uno spessore variabile tra circa 21 e 26 m, i depositi di natura alluvionale, costituiti da alternanze di argille e limi da mediamente consistenti a consistenti (unità Ug2) e sabbie limose mediamente addensate (Ug3a). Alla base dei depositi alluvionali, a partire dalla profondità di circa 27 ÷ 31 m dal piano campagna, è presente il substrato arenaceo, costituito da una prima fascia alterata di spessore massimo pari a circa 8.0 m (unità Ug4b) e, a profondità maggiori, dalla formazione litoide (*bedrock*: unità Ug4a).

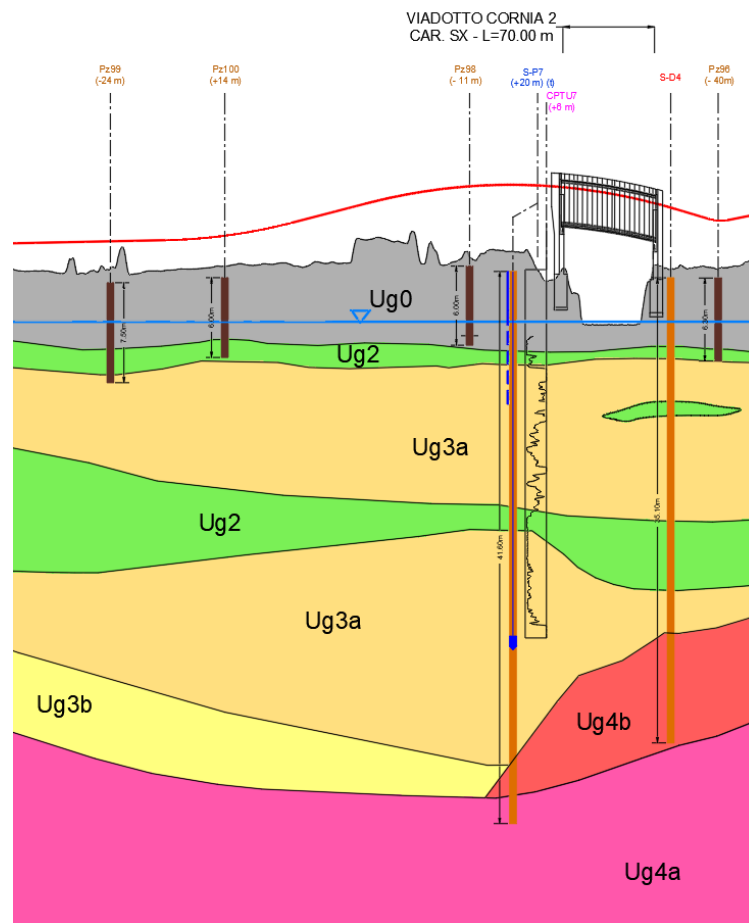


Figura 3: Viadotto V02: profilo geotecnico.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri geotecnici d'interesse ai fini del dimensionamento e delle verifiche delle fondazioni.

| Unità geotecnica | γ [kN/m ³] | c' [kPa] | ϕ' [°] | c_u [kPa] | q_u [MPa] | E' [MPa] |
|------------------|-------------------------------|------------|-------------|-------------|-------------|------------|
| Ug0 | 18.5 | 0 | 35 | - | - | 15 |
| Ug2 | 19.5 | 25 | 24 | 75 | - | 15 |
| Ug3 (a/b) | 20.0 | 0 | 32 | - | - | 20 |
| Ug4a | 26.0 | 50 | 38 | - | 42 | 100 |
| Ug4b | 20.0 | 20 | 32 | - | - | 25 |

Tabella 1: V02 – Sintesi modello geotecnico di calcolo.

La profondità della falda può essere assunta a circa 4 m dal piano campagna; nei calcoli è stata considerata coincidente con la quota di testa dei pali.

5 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Nel presente capitolo vengono illustrati i criteri di calcolo adottati per la valutazione del comportamento delle fondazioni su pali trivellati di grande diametro.

La scelta tipologica e il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte sono stati effettuati a valle della caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni in corrispondenza dei quali è prevista l'opera.

In particolare, sia per le spalle che per le fondazioni delle torri provvisorie sono state previste fondazioni profonde costituite da pali trivellati di diametro D e lunghezza L come di seguito descritto:

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| Spalle Sp1 : | 12 pali D = 1.2 m, L = 32 m; |
| Spalle Sp2 : | 12 pali D = 1.2 m, L = 30 m; |
| Fondazioni torri provvisorie: | 6 pali D = 1.2, L = 26 m. |

La descrizione di dettaglio delle geometrie delle opere di fondazione è riportata nelle relazioni strutturali e negli elaborati grafici specifici.

Al fine di sostenere ed isolare il terreno dei primi metri di riporto, costituiti parzialmente da residui di altoforno, i pali verranno realizzati con l'impiego di un tubo di rivestimento metallico provvisorio, da infiggere, fino alla profondità di 6 m dalla testa dei pali, e recuperare mediante attrezzatura vibrante. Per il sostegno dello scavo è previsto comunque l'impiego di fanghi/polimeri.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo adottati e i risultati delle verifiche geotecniche delle fondazioni in termini di SLU e di SLE.

Nelle analisi il plinto di fondazione e la sovrastruttura verranno considerati come un blocco infinitamente rigido; in altre parole gli spostamenti orizzontali e le rotazioni delle teste dei pali sono supposti uguali per tutti i pali.

2.1 VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni è stato eseguito con riferimento ai metodi correntemente in uso e ampiamente sperimentati relativi ai pali di fondazione (si veda in particolare "A.G.I. 1984, Raccomandazioni sui pali di fondazione").

Con riferimento alle prescrizioni delle NTC2018, le verifiche SLU sono state condotte nel rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e R_d indica il valore di progetto delle resistenze.

Le azioni di progetto, E_d , o, altresì, gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.I delle NTC2018):

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

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Q1} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Figura 4: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (NTC2018).

Nello specifico, I valori di progetto delle azioni (E_d) sono stati ricavati direttamente dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Le resistenze di progetto, R_d , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera e verifica.

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

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|--|-------------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_V | γ_V | 1,0 | 1,0 |

Figura 5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|--------------------------|---------------|-----------------|--------------------|---------------------------|
| | γ_R | (R3) | (R3) | (R3) |
| Base | γ_b | 1,15 | 1,35 | 1,3 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1,15 | 1,15 | 1,15 |
| Totale ^(*) | γ | 1,15 | 1,30 | 1,25 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 6: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (NTC2018).

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

| Coefficiente parziale (R3) |
|----------------------------|
| $\gamma_T = 1,3$ |

Figura 7: Coefficiente parziali per la resistenza caratteristica a carico trasversale dei pali (NTC18).

Nello specifico, i valori di progetto delle resistenze del palo nei confronti dei carichi assiali (R_d) e trasversali ($R_{T,d}$) sono stati ottenuti a partire dai valori di calcolo delle resistenze limite medie (lungo il fusto, $R_{lat,cal}$, ed alla base, $R_{b,cal}$, nei confronti dei carichi assiali; $R_{T,cal}$, nei confronti dei carichi trasversali) ridotti mediante il fattore di correlazione ξ_3 , funzione del numero di verticali indagate (cfr. Figura 8- tab. 6.4.VI del NTC08), per ottenere i valori caratteristici ($R_{lat,k}$ e $R_{b,k}$, nei confronti dei carichi assiali; $R_{T,k}$, nei confronti dei carichi trasversali) ai quali sono stati infine applicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_R (cfr. Figura 6 e Figura 7 - Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI delle NTC2018).

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

Figura 8: Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristiche per le fondazioni su pali (NTC2018).

Per il caso in esame è stato assunto un valore di $\xi_3 = 1.45$.

Nello specifico, le verifiche sono state effettuate utilizzando l'approccio **A1 + M1 + R3**.

5.1.1 Resistenza nei confronti dei carichi assiali

Palo singolo

Il valore di calcolo della resistenza del singolo palo di diametro D e lunghezza L nei confronti dei carichi assiali, R_{cal} , è stato determinato ricorrendo alle seguenti espressioni ("formule statiche", AGI 1984) delle capacità portanti unitarie mobilitate lateralmente, r_{lat} , ed alla base, r_b :

per terreni a grana fine (calcolo in TT : Tensioni Totali)

$$r_{lat}(z) = \alpha \cdot c_u(z) \quad ; \quad r_b = Nc \cdot cu + \sigma_{v0}(z = L) \quad , \text{ con}$$

$\sigma_{v0}(z)$ = tensione totale verticale alla profondità z;

$c_u(z)$ = coesione non drenata del terreno alla profondità z;

α = coefficiente di adesione laterale;

$Nc = 9$ = coefficiente di capacità portante alla base del palo.

per terreni a grana grossa (calcolo in TE : Tensioni Efficaci)

$$r_{lat}(z) = k \cdot \sigma'_{v0}(z) \cdot \tan \varphi' \quad ; \quad r_b = N_q \cdot \sigma'_{v0}(\text{per } z = L) \quad , \text{ con}$$

$\sigma'_{v0}(z)$ = tensione efficace verticale alla profondità z ;

φ' = angolo di attrito del terreno;

$k = 1 - \text{sen}(\varphi')$ = coefficiente di spinta laterale (rapporto tra la tensioni efficaci orizzontale e verticale);

N_q = fattore di capacità portante alla base.

Dai valori delle resistenze unitarie, per integrazione lungo la superficie laterale ed alla base, si ottengono i valori globali, corrispondenti ai valori di calcolo delle resistenze limite:

$$R_{lat,cal} = \int_L r_{lat} d(z) \quad R_{b,cal} = (\pi \cdot D^2 / 4) r_b$$

Nei calcoli, la quota della falda è stata assunta alla quota di testa dei pali.

Gruppo di pali

Nel caso di pali in gruppo, per la determinazione della resistenza limite di calcolo del gruppo di pali è stato considerato un fattore di efficienza η , determinato mediante l'espressione di Converse-Labarre. La verifica allo stato limite ultimo (SLU) dei pali in gruppo è stata condotta considerando lo sforzo normale medio agente sui pali.

5.1.2 Resistenza nei confronti dei carichi trasversali

Le verifiche dei pali nei confronti delle azioni trasversali sono state effettuate utilizzando la teoria di Broms (1964), considerando un meccanismo di rottura a palo lungo incastrato in testa (formazione di due cerniere plastiche).

La resistenza del terreno è stata valutata secondo le seguenti espressioni:

$$p_{inc}(z) = 9 \cdot C_u \cdot D \quad , \text{ per terreni a grana fine};$$

$$p_{inc}(z) = 3 \cdot K_p \cdot \gamma' \cdot D \cdot z \quad , \text{ per terreni a grana grossa};$$

dove

D : diametro del palo;

K_p : coefficiente di spinta passiva;

γ' : peso di volume efficace;

C_u = coesione non drenata del terreno.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione intorno alla testa del palo, in funzione anche del momento di plasticizzazione M_y dell'elemento strutturale, viene quindi determinato il valore di calcolo della resistenza limite orizzontale, $R_{T,cal}$.

A partire dal valore di calcolo $R_{T,cal}$, i valori caratteristici, $R_{T,k}$, e di progetto, $R_{T,d}$, della resistenza limite orizzontale sono stato ricavati applicando i coefficienti parziali $\xi = 1.45$ e $\gamma_R = 1.3$.

Alla capacità portante limite nei confronti dei carichi trasversali, $R_{T,d}$, determinata per il singolo palo, infine, è stato applicato un fattore di efficienza η_H per tenere conto dell'effetto gruppo.

La quota della falda è stata assunta alla quota di testa dei pali.

2.2 VERIFICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Con riferimento allo stato limite ultimo di esercizio (SLE), sono stati determinati i cedimenti verticali e le sollecitazioni e le deformazioni orizzontali nei pali, sottoposti rispettivamente a carichi assiali e trasversali, verificandone la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con le caratteristiche strutturali.

5.1.3 Comportamento dei pali sottoposti a carico assiale - cedimenti (SLE)

La valutazione del cedimento w del singolo palo, è stata condotta utilizzando la seguente espressione semplificata:

$$w = \beta \cdot F_{ck} / (E \cdot L) \quad , \text{dove}$$

L = lunghezza del palo;

D = diametro del palo;

F_{ck} = carico caratteristico agente (valore caratteristico del carico assiale, in condizioni SLE)

E = modulo elastico del terreno;

$\beta = 0.5 + \text{Log}(L/D)$ = "coefficiente di influenza", adimensionale, funzione del rapporto L/D e del modello di sottosuolo utilizzato (formulazione proposta da Poulos e Davis, 1981).

Il cedimento medio della palificata, w_g , è stato quindi valutato a partire dal valore del cedimento del palo isolato, w , moltiplicando tale valore per un coefficiente di amplificazione $R_s = n \cdot R_g$, legato alla geometria della fondazione, con n = numero di pali ed R_g ("coefficiente di riduzione del gruppo") ottenuto come segue:

$$R_g = 0.5 / R + 0.13 / R^2 \quad (\text{Mandolini et al., 1997})$$

$$R = (n \cdot i / L)^{0.5} \quad (\text{Randolph e Clancy, 1993, Mandolini, 1994})$$

in cui i = interasse dei pali.

5.1.4 Comportamento dei pali sottoposti a carico trasversale (SLE)

Le distribuzioni con la profondità delle sollecitazioni (taglio e momento flettente) nel singolo palo sottoposto ad un carico trasversale e dei corrispondenti spostamenti orizzontali, sono state determinate schematizzando il palo come una trave su di un letto di molle elastiche.

Essendo z la profondità del piano campagna (o dalla quota di testa palo) e $y(z)$ lo spostamento orizzontale subito dal palo, la reazione orizzontale esercitata sul palo dal terreno è espressa dalla seguente relazione:

$$p(z) = k_h y(z)$$

in cui k_h rappresenta il modulo di reazione orizzontale del terreno ovvero la pressione esercitata dal terreno per uno spostamento unitario (ed ha dimensioni di una forza su una lunghezza al cubo $[F/L^3]$). In queste ipotesi l'equazione differenziale della linea elastica assume la forma:

$$y^{IV}(z) + \frac{k_h D}{EJ_p} y(z) = 0$$

Indicando con λ la lunghezza caratteristica del palo:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ_p}{k_h D}}$$

l'equazione differenziale può essere scritta nella maniera seguente:

$$y^{IV}(z) + \frac{4}{\lambda^4} y(z) = 0$$

Una volta ottenuta la funzione $y(z)$, le altre grandezze possono essere ottenute le seguenti grandezze:

$$\text{reazione del terreno} = p(z) = k_h y(z); \quad \text{rotazione: } \alpha(z) = \frac{dy}{dz};$$

$$\text{momento flettente} = M(z) = -EJ_p \frac{d^2 y}{dz^2}; \quad \text{taglio: } T(z) = -EJ_p \frac{d^3 y}{dz^3}.$$

3 SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE

Le azioni assiali e trasversali trasmesse ai singoli pali dai plinti di fondazione sono state determinate, per ogni combinazione, a partire dalle azioni globali trasferite dalla sovrastruttura e determinate alla quota di intradosso dei plinti, applicando il modello di piastra rigida.

Le verifiche sono state quindi condotte con riferimento alle condizioni di carico più gravose.

Nelle figure e nelle tabelle seguenti sono riportati gli schemi planimetrici dei plinti e dei pali di fondazione, comprensivi della convenzione dei segni adottata per le azioni trasferite dalla sovrastruttura, ed i valori delle azioni in fondazione ottenuti dal calcolo strutturale ed i corrispondenti valori significativi sui singoli pali, per le combinazioni di carico più gravose.

3.1 SPALLE SP1 E SP2

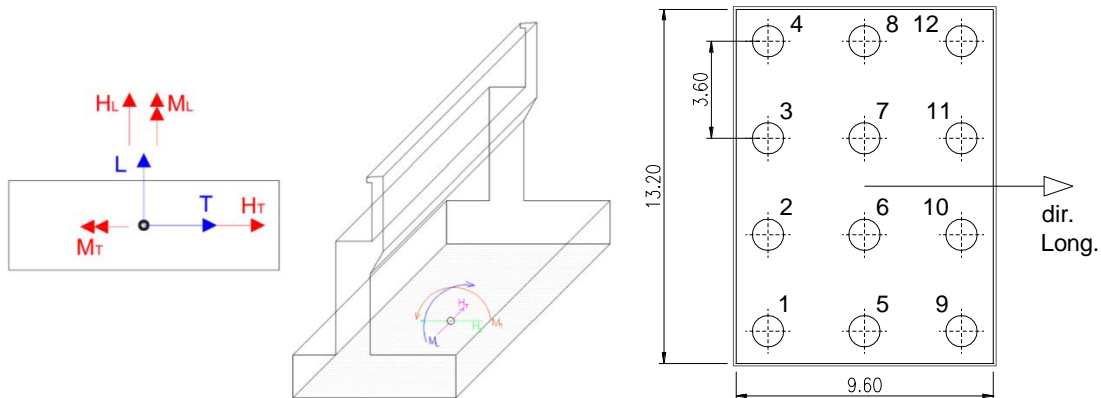


Figura 9: V02 – SPALLE SP1 e SP2 – pianta plinto e convenzione dei segni delle azioni agenti.

| STATO LIMITE DI ESERCIZIO | SPALLE SP1 e SP2 : Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione) | | | | | Sollecitazioni sui singoli pali | | | | |
|------------------------------|---|---|----------------|----------------|----------------|------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | combinazione | N | V _L | V _T | M _L | M _T | N _{imed} | N _{imax} | N _{imin} | T _{imax} |
| | | | | | | | | | | |

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneria

15 di 34

VI02 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

| | [kN] | [kN] | [kN] | [kNm] | [kNm] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
|-------|-------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|
| SLE 1 | 25963 | 4956 | 0 | 0 | 15529 | 2164 | 2703 | 1624 | 413 |
| SLE 2 | 28765 | 5233 | 412 | 6380 | 21189 | 2397 | 3310 | 1484 | 437 |
| SLE 3 | 28379 | 5903 | 247 | 3604 | 19628 | 2365 | 3147 | 1583 | 492 |
| SLE 4 | 27495 | 4956 | 412 | 4469 | 17828 | 2291 | 3034 | 1548 | 414 |

Tabella 2: V02 - Spalle SP1 e SP2: combinazioni di carico SLE

| STATO LIMITE ULTIMO | SPALLE SP1 e SP2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione) | | | | | Sollecitazioni sui singoli pali | | | |
|------------------------|--|-----------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Combinazione A1 – M1 | N [kN] | V _L [kN] | V _T [kN] | M _L [kNm] | M _T [kNm] | N _{imed} [kN] | N _{imax} [kN] | N _{imin} [kN] |
| SLU 1 | 35050 | 6690 | 0 | 0 | 20964 | 2921 | 3649 | 2193 | 558 |
| SLU 2 | 38833 | 7106 | 618 | 8937 | 28823 | 3236 | 4485 | 1987 | 594 |
| SLU 3 | 38444 | 8112 | 371 | 5060 | 26769 | 3204 | 4274 | 2134 | 677 |
| SLU 4 | 37119 | 6690 | 618 | 6358 | 24067 | 3093 | 4106 | 2081 | 560 |

Tabella 3: V02 - Spalle SP1 e SP2: combinazioni di carico SLU

| STATO LIMITE ULTIMO | SPALLE SP1 e SP2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione) | | | | | Sollecitazioni sui singoli pali | | | |
|------------------------|--|-----------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Combinazione A2 – M2 | N [kN] | V _L [kN] | V _T [kN] | M _L [kNm] | M _T [kNm] | N _{imed} [kN] | N _{imax} [kN] | N _{imin} [kN] |
| SLU 1 | 25963 | 5816 | 0 | 0 | 18241 | 2164 | 2797 | 1530 | 485 |
| SLU 2 | 29185 | 6177 | 536 | 7661 | 24968 | 2432 | 3512 | 1352 | 517 |
| SLU 3 | 28874 | 7294 | 321 | 4339 | 24366 | 2406 | 3373 | 1440 | 608 |
| SLU 4 | 27725 | 5816 | 536 | 5464 | 20885 | 2310 | 3187 | 1433 | 487 |

| STATO LIMITE ULTIMO | SPALLE SP1 e SP2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione) | | | | | Sollecitazioni sui singoli pali | | | |
|------------------------|--|-----------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Combinazione SLV | N [kN] | V _L [kN] | V _T [kN] | M _L [kNm] | M _T [kNm] | N _{imed} [kN] | N _{imax} [kN] | N _{imin} [kN] |
| SLV 1 (1+kv) | 27148 | 6149 | 564 | 1940 | 18507 | 2262 | 2959 | 1566 | 515 |
| SLV 2 (1+kv) | 27148 | 5641 | 1880 | 6468 | 16483 | 2262 | 3014 | 1510 | 496 |
| SLV 1 (1-kv) | 24778 | 5831 | 564 | 1940 | 17624 | 2065 | 2731 | 1399 | 488 |
| SLV 2 (1-kv) | 24778 | 5214 | 1880 | 6468 | 15264 | 2065 | 2775 | 1355 | 462 |

3.2 TORRI PROVVISORIE P1 E P2

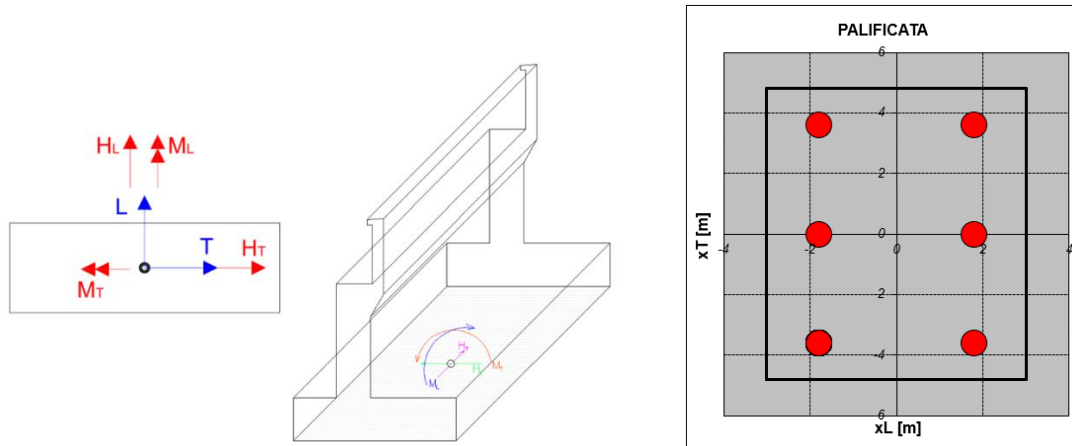


Figura 10: V02 – Fondazioni torri provvisorie P1 – P2 – pianta plinto e convenzione dei segni delle azioni agenti.

| STATO LIMITE DI ESERCIZIO | TORRI P1 – P2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione) | | | | | Sollecitazioni sui singoli pali | | | |
|--------------------------------------|--|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|--|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | N [kN] | VL [kN] | VT [kN] | ML [kNm] | MT [kNm] | N_{imed} [kN] | N_{imax} [kN] | N_{imin} [kN] | T_{imax} [kN] |
| combinazione 1 | 8310 | 180 | 261 | 1902 | 954 | 1385 | 1605 | 1165 | 53 |

Tabella 4: V02 – TORRI P1 e P2 : combinazioni di carico SLE

| STATO LIMITE ULTIMO | TORRI P1 – P2: Sollecitazioni Intradosso plinto (riferite al baricentro della fondazione) | | | | | Sollecitazioni sui singoli pali | | | |
|--------------------------------|--|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|--|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | N [kN] | VL [kN] | VT [kN] | ML [kNm] | MT [kNm] | N_{imed} [kN] | N_{imax} [kN] | N_{imin} [kN] | T_{imax} [kN] |
| Combinazione A1 – M1 | 1121 9 | 243 | 391 | 2852 | 1288 | 1870 | 2187 | 1553 | 77 |

Tabella 5: V02 – TORRI P1 e P2: combinazioni di carico SLU – A1-M1

4 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU E SLE

4.1 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI (SLU)

Nelle tabelle seguenti sono riportati, per ogni plinto la stratigrafia di calcolo (con le profondità riferite alla quota di testa dei pali) ed i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi assiali, condotte per il singolo palo (con riferimento al valore massimo dell'azione assiale) e per il gruppo di pali (con riferimento al valore massimo dell'azione media assiale sui pali). Nella valutazione delle azioni di progetto è stato considerato il peso proprio del palo, amplificato per $\gamma_F = 1.3$.

Nel calcolo delle capacità portanti è stato trascurato cautelativamente il contributo alla resistenza laterale dei primi 6 metri di terreno.

Le verifiche sono sempre soddisfatte, risultando $R_d / F_d > 1.0$, per il palo singolo e per i pali in gruppo.

| V02: SPALLE SP1 PILE provv. P1 | z [m da t.p.] | Unità geotecnica | γ [kN/m ³] | ϕ' [°] | c' [kPa] | c _u [kPa] |
|--------------------------------------|------------------|---------------------|----------------------------------|----------------|-------------|-------------------------|
| | 0 ÷ 6.0 | Ug0 / Ug2 / Ug3 | 18.5 ÷ 20.0 | 0 | 0 | 0 |
| | 6.0 ÷ 13.5 | Ug3 | 20.0 | 32 | 0 | 0 |
| | 13.5 ÷ 15.5 | Ug2 | 19.5 | - | - | 75 |
| | 15.5 ÷ 28.5 | Ug3 | 20.0 | 32 | 0 | 0 |
| | 28.5 ÷ 36 | Ug4b | 20.0 | 32 | 0 | 0 |
| | > 36 | Ug4a | 20 | 50 | 0 | - |

Tabella 6: V02 – Spalle SP1 e Pile provvisorie P1 : modello geotecnico di calcolo.

| V02: SPALLE SP1 PILE provv. P1 | z [m da t.p.] | Unità geotecnica | γ [kN/m ³] | ϕ' [°] | c' [kPa] | c _u [kPa] |
|--------------------------------------|------------------|---------------------|----------------------------------|----------------|-------------|-------------------------|
| | 0 ÷ 6.0 | Ug0 / Ug2 / Ug3 | 18.5 ÷ 20.0 | 0 | 0 | 0 |
| | 6.0 ÷ 14.5 | Ug3 | 20.0 | 32 | 0 | 0 |
| | 14.5 ÷ 19.5 | Ug2 | 19.5 | - | - | 75 |
| | 19.5 ÷ 23.5 | Ug3 | 20.0 | 32 | 0 | 0 |
| | 23.5 ÷ 32 | Ug4b | 20.0 | 32 | 0 | 0 |
| | > 32 | Ug4a | 20 | 50 | 0 | - |

Tabella 7: Spalle SP2 e Pile provvisorie P2 : modello geotecnico di calcolo.

| Opera: V02 | Geometria palificata | | | Azioni assiali | | | | Verifica singolo palo | | | | Verifica gruppo di pali | |
|-----------------|----------------------|-----|-----|------------------|------------------|----------------|--------------------|-----------------------|--------------------|----------------|---------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| | np | D | L | N _{max} | N _{med} | F _d | F _{d,med} | R _{L,cal} | R _{B,cal} | R _d | R _d / F _d | R' _d = η R _d | R' _d / F _{d,med} |
| Fondazioni | [-] | [m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [kN] | [kN] | [kN] | [-] | [kN] | [-] |
| SPALLE 1 | 12 | 1.2 | 32 | 4485 | 3236 | 5191 | 3942 | 5183 | 6755 | 6559 | 1.3 | 4657 | 1.2 |
| SPALLE 2 | 12 | 1.2 | 30 | 4485 | 3236 | 5147 | 3898 | 4235 | 6404 | 5811 | 1.1 | 4126 | 1.1 |
| TORRE P1 | 6 | 1.2 | 26 | 2187 | 1870 | 2760 | 2443 | 3299 | 5643 | 4861 | 1.8 | 3549 | 1.5 |
| TORRE P2 | 6 | 1.2 | 26 | 2187 | 1870 | 2760 | 2443 | 3021 | 5654 | 4700 | 1.7 | 3431 | 1.4 |

Tabella 8: V02 – Sintesi verifiche SLU nei confronti dei carichi assiali.

Nella tabella precedente, N_{max} ed N_{med} rappresentano rispettivamente i valori massimo e medio del carico assiale trasferiti dalla struttura in testa ai singoli pali; F_d ed F_{d,med} sono i corrispondenti valori di progetto ottenuti considerando anche il contributo del peso proprio del palo. R_{L,cal}, R_{B,cal} e R_d rappresentano invece i valori di calcolo delle resistenze limite del singolo palo valutate lungo il fusto ed alla base ed il corrispondente valore di progetto della resistenza globale. Infine, R'_d rappresenta il valore di progetto della capacità portante globale del singolo palo, ottenuto considerando un fattore di efficienza η = 0.70 per tenere conto della presenza degli altri pali ("effetto gruppo").

4.2 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI (SLU)

Nelle tabelle seguenti sono riportati, per ogni plinto i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi trasversali.

In tabella, $F_{T,d}$ rappresenta il valore di progetto dell'azione trasversale sul singolo palo, assunto pari al valore medio del carico trasversale. M_y è il momento di plasticizzazione del singolo palo. $R_{T,d}$ e $R'_{T,d}$ rappresentano il valore di progetto della resistenza limite del singolo palo nei confronti delle azioni trasversali ed il corrispondente valore ridotto avendo considerato un fattore di efficienza $\eta_H = 0.70$ per tenere conto della presenza degli altri pali ("effetto gruppo").

Le verifiche sono sempre soddisfatte, risultando $R_{T,d} / F_{T,d} > 1.0$.

| Opera: V02 | Geometria palificata | | | Azione trasversale | Verifica gruppo di pali | | | |
|---------------|----------------------|-----|-----|-----------------------|-------------------------|-------|-----------|-----------------------------|
| | np | D | L | | $F_{T,d}$ | M_y | $R_{T,d}$ | $R'_{T,d} = \eta_H R_{T,d}$ |
| Fondazioni | [-] | [m] | [m] | [kN] | [kNm] | [kN] | [kN] | [kN] |
| SPALLE 1-2 | 12 | 1.2 | 32 | 677 | 4000 | 1010 | 707 | 1.04 |
| TORRE P1-P2 | 6 | 1.2 | 26 | 77 | 1500 | 524 | 367 | 4.76 |

Tabella 9: V02 – Sintesi verifiche SLU nei confronti dei carichi trasversali.

4.3 COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO ASSIALE - CEDIMENTI (SLE)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella precedente, $N_{med,max}$ e $N_{med,min}$ rappresentano i valori massimo e minimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinati in condizioni di esercizio. Con riferimento a tali valori sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo, $w_{i,max}$ e $w_{g,min}$, e del gruppo di pali $w_{i,min}$ e $w_{g,min}$.

I valori dei cedimenti delle palificate risultano contenuti, sempre inferiori a 5 cm; inoltre si osserva ancora più contenuta è la differenza tra i cedimenti minimi (praticamente corrispondenti alle condizioni di solo carico permanente) e quelli massimi nelle condizioni esercizio.

| Opera: V02 | Geometria palificata | | | | | Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata | | | | | |
|---------------|----------------------|-----|-----|------|------|--|-------------|-------------|---------------|-------------|-------------|
| | np | D | L | R | Rg | $N_{MED,max}$ | $w_{i,max}$ | $w_{g,max}$ | $N_{MED,min}$ | $w_{i,min}$ | $w_{g,min}$ |
| Fondazioni | [-] | [m] | [m] | [-] | [-] | [kN] | [mm] | [mm] | [kN] | [mm] | [mm] |
| SPALLE 1 | 12 | 1.2 | 32 | 1.16 | 0.53 | 2397 | 7 | 43 | 2164 | 6 | 39 |
| SPALLE 2 | 12 | 1.2 | 30 | 1.20 | 0.51 | 2397 | 7 | 44 | 2164 | 7 | 40 |
| TORRE P1 | 6 | 1.2 | 26 | 0.91 | 0.71 | 1385 | 5 | 20 | - | - | - |
| TORRE P2 | 6 | 1.2 | 26 | 0.91 | 0.71 | 1385 | 5 | 20 | - | - | - |

Tabella 10: V02 – Sintesi calcolo dei cedimenti delle fondazioni in condizioni di esercizio SLE.

4.4 COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICO TRASVERSALE (SLE)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli delle sollecitazioni nel palo sottoposto a carico trasversale, in condizioni di esercizio. In tabella è riportato anche il valore del coefficiente di reazione orizzontale utilizzato nei calcoli, determinato tenendo conto delle caratteristiche dei terreni.

| Opera: V02 | Geometria palificata | | | Coefficiente di reazione orizzontale | Azione trasversale | Verifica gruppo di pali | |
|-------------------------|----------------------|-----|-----|--------------------------------------|--------------------|-------------------------|-----------|
| | np | D | L | | | T_{max} | M_{max} |
| Fondazioni | [-] | [m] | [m] | k_h [N/cm ³] | $F_{T,d}$ [kN] | [kN] | [kN] |
| SPALLE SP1 - SP2 | 12 | 1.2 | 32 | 20 | 492.0 | 492.0 | 1415 |
| TORRI P1 – P2 | 6 | 1.2 | 26 | 20 | 53.0 | 53.0 | 152 |

Tabella 11: V02 – Sintesi calcolo delle sollecitazioni nel palo sottoposto a carico trasversale in condizioni SLE.

5 SINTESI DELLE LUNGHEZZE DEI PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano i valori delle lunghezze L dei pali di fondazione, di diametro D = 1.2 m, previsti per le Spalle e le Torri provvisorie del Viadotto V02 :

| | |
|------------|----------|
| Spalle SP1 | L = 32 m |
| Spalle SP2 | L = 30 m |
| Torre P1 | L = 26 m |
| Torre P2 | L = 26 m |

Tabella 12: V02 – Sintesi delle lunghezze dei pali di fondazione.

ALLEGATO A - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI02 - Spalle 1

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 7 $\frac{1}{2}$ Lpalo = 32.00 (m)

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|--------------|-----------------|----------------------------------|----------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | c' _{med} (kPa) | ϕ _{med} (°) | c _{u med} (kPa) |
| 1 | 2.50 | UG0 | 18.00 | 0.0 | | |
| 2 | 1.00 | UG2 | 19.50 | 0.0 | | |
| 3 | 2.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | | |
| 4 | 7.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 5 | 2.00 | UG2 | 19.50 | 25.0 | 25.0 | 75.0 |
| 6 | 13.00 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 7 | 3.50 | UG4b | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|-------|---|----------|
| k | μ | a | α |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.00 | 0.00 | | 0.35 |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.58 | 0.47 | | 0.35 |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |

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

RISULTATI

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|--------------|-----------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 2.50 | UG0 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.00 | UG2 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 2.50 | UG3 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 7.50 | UG3 | 764.1 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 2.00 | UG2 | 197.9 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 6 | 13.00 | UG3 | 3073.5 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 7 | 3.50 | UG4b | 1147.2 | 19.05 | 0.00 | 5972.3 | 6754.5 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b;cal med} = 6754.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s;cal med} = 5182.7 \text{ (kN)}$

totale $R_{c;cal med} = 11937.2 \text{ (kN)}$

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI02 -Spalle 2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
Numero di strati 7 Lpalo = 30.00 (m)

| Strato | Spess | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|-------|-----------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{med} (kPa) | φ _{med} (°) | C _{u med} (kPa) |
| 1 | 1.50 | UG0 | 18.00 | 0.0 | | |
| 2 | 1.00 | UG2 | 19.50 | 0.0 | | |
| 3 | 3.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 0.0 | |
| 4 | 8.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 5 | 5.00 | UG2 | 19.50 | 25.0 | 25.0 | 75.0 |
| 6 | 4.00 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 7 | 6.50 | UG4b | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|---|------|
| k | μ | a | α |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.00 | 0.00 | | 0.35 |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.58 | 0.47 | | 0.35 |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |

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

RISULTATI

| Strato | Spess | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|-------|-----------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 1.50 | UG0 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.00 | UG2 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 3.50 | UG3 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 8.50 | UG3 | 931.9 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 5.00 | UG2 | 494.8 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 6 | 4.00 | UG3 | 925.8 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 7 | 6.50 | UG4b | 1882.3 | 19.26 | 0.00 | 5662.7 | 6404.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal med} = 6404.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal med} = 4234.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal med} = 10639.0 \text{ (kN)}$$

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI02 -Pile 1

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)

Numero di strati 6 $\frac{m}{m}$ Lpalo = 26.00 (m)

| Strato | Spess | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|-------|-----------------|----------------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{med} (kPa) | ϕ' _{med} (°) | C _{u med} (kPa) |
| 1 | 2.50 | UG0 | 18.00 | 0.0 | | |
| 2 | 1.00 | UG2 | 19.50 | 0.0 | | |
| 3 | 2.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | | |
| 4 | 7.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 5 | 2.00 | UG2 | 19.50 | 25.0 | 25.0 | 75.0 |
| 6 | 10.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|-------|-----|----------|
| k | μ | a | α |
| (-) | (-) | (-) | (-) |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.00 | 0.00 | | 0.35 |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.58 | 0.47 | | 0.35 |
| 0.47 | 0.62 | | |

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

RISULTATI

| Strato | Spess | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|-------|-----------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 2.50 | UG0 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.00 | UG2 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 2.50 | UG3 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 7.50 | UG3 | 764.1 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 2.00 | UG2 | 197.9 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 6 | 10.50 | UG3 | 2337.1 | 19.68 | 0.00 | 4989.4 | 5642.9 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal med} = 5642.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal med} = 3299.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal med} = 8942.0 \text{ (kN)}$$

CANTIERE: SS398 - Piombino

OPERA:

VI02 -Pile 2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
Carico Assiale Permanente (G): 1 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
Numero di strati 7 $\frac{1}{2}$ L_{palo} = 26.00 (m)

| Strato | Spess (-) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|--------------|-----------------|----------------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | c'_{med} (kPa) | Φ'_{med} (°) | $c_{u,med}$ (kPa) |
| 1 | 1.50 | UG0 | 18.00 | 0.0 | | |
| 2 | 1.00 | UG2 | 19.50 | 0.0 | | |
| 3 | 3.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 0.0 | |
| 4 | 8.50 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 5 | 5.00 | UG2 | 19.50 | 25.0 | 25.0 | |
| 6 | 4.00 | UG3 | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |
| 7 | 2.50 | UG4b | 20.00 | 0.0 | 32.0 | |

| Coefficients di Calcolo | | | |
|-------------------------|-------|-----|----------|
| k | μ | a | α |
| (-) | (-) | (-) | (-) |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.00 | 0.00 | | 0.35 |
| 0.00 | 0.00 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.58 | 0.47 | | 0.35 |
| 0.47 | 0.62 | | |
| 0.47 | 0.62 | | |

RISULTATI

| Strato | Spess (-) | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|--------------|-----------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 1.50 | UG0 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.00 | UG2 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 3.50 | UG3 | 0.0 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 8.50 | UG3 | 931.9 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 5.00 | UG2 | 838.6 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 6 | 4.00 | UG3 | 925.8 | | | | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 7 | 2.50 | UG4b | 668.6 | 19.68 | 0.00 | 4999.2 | 5654.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 |

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$

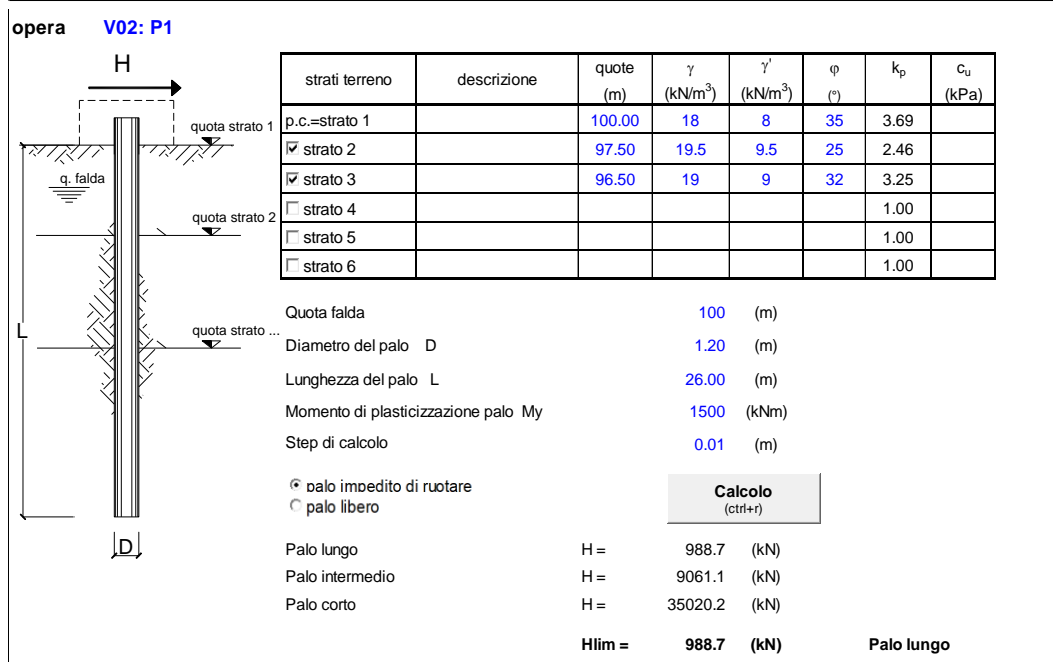
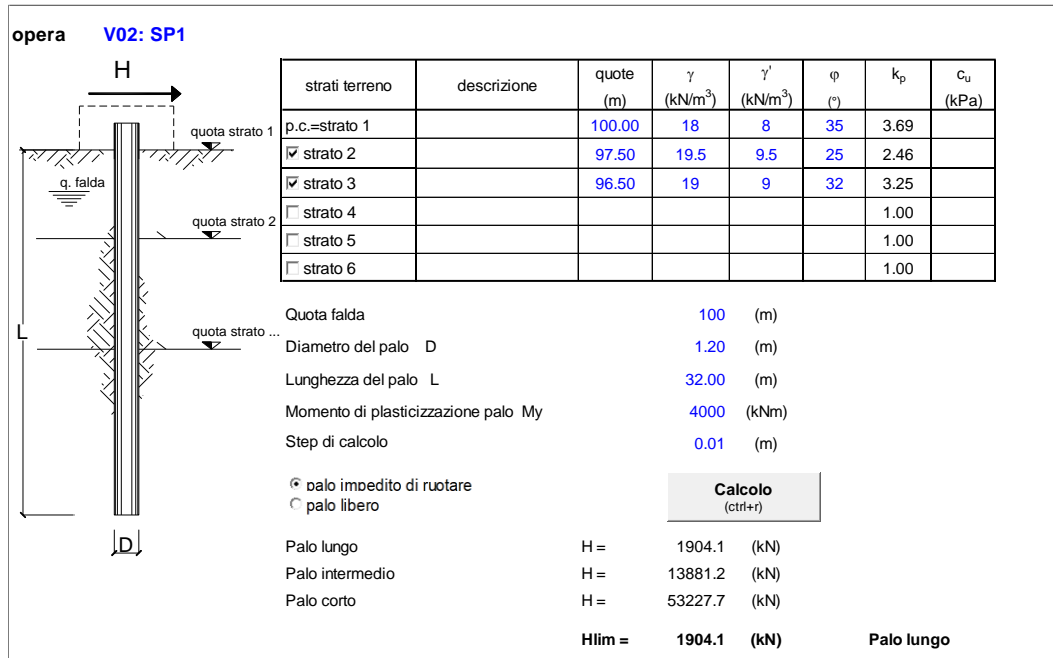
CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 5654.0 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal med} = 3364.8 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal med} = 9018.8 \text{ (kN)}$

ALLEGATO B - CARICO LIMITE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI



ALLEGATO C - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: V02 - SP1

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
Carico sul palo (P): 2397.0 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 32.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 26.00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 12 (-)
Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.84 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 6.8 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

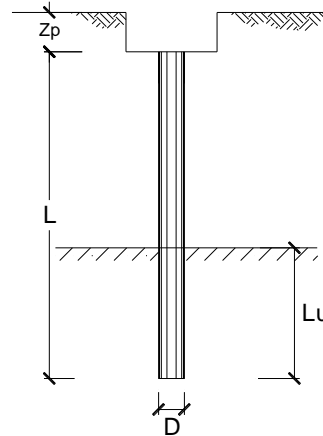
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.162$$

Cedimento della palificata

$$\delta p = n * R_g * \delta = 12 * 0.53 * 6.77 = 42.8 \text{ (mm)}$$

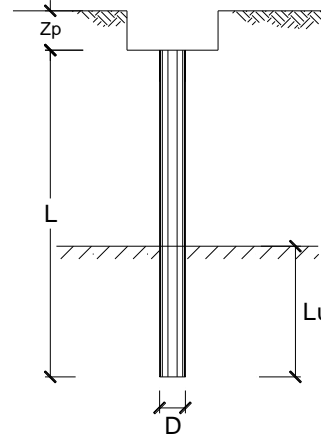


CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: V02 - SP2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
Carico sul palo (P): 2397.0 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 30.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 24.00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 12 (-)
Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.80 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 7.20 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.200$$

Cedimento della palificata

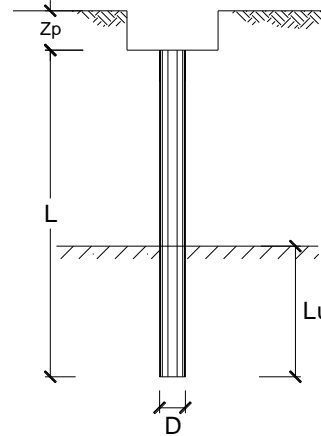
$$\delta_p = n * R_g * \delta = 12 * 0.51 * 7.20 = 43.77 \text{ (mm)}$$

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: V02 - PILE PROVISORIE P1-P2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
Carico sul palo (P): 1385.0 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 26.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 20.00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 6 (-)
Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{\text{utile}}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): 1.72 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{\text{utile}} = 4.77 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5} \quad R = 0.911$$

Cedimento della palificata

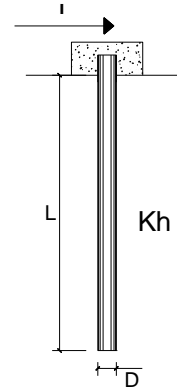
$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta = 6 \cdot 0.71 \cdot 4.77 = 20.18 \text{ (mm)}$$

ALLEGATO D - COMPORTAMENTO SLE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI

OPERA: V02 - SPALLE

DATI DI INPUT:

| | | |
|---|----------|----------------------|
| Diametro del palo (D): | 1.2 | (m) |
| Lunghezza del palo (L) | 32 | (m) |
| Coefficiente di reazione laterale (k_h): | 10 | (N/cm ³) |
| Forza orizzontale agente (T): | 492 | (kN) |
| fck del calcestruzzo: | 27.0 | (MPa) |
| fcm del calcestruzzo: | 35.0 | (MPa) |
| Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$): | 32036 | (MPa) |
| J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$): | 10178760 | (cm ⁴) |
| λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$): | 574.19 | (cm) |



| z | y(z) | p(z) | $\alpha(z)$ | M(z) | T(z) |
|-------|--------|----------------------|-------------|-------------|----------|
| Prof. | Spost. | Press. Lat. | Rotaz. | Mom. Flett. | Taglio |
| (m) | (cm) | (N/cm ²) | (rad) | (kNm) | (kN) |
| 0.00 | 0.714 | 7.14 | 0.00000 | 1412.503 | -492.000 |
| 0.64 | 0.706 | 7.06 | -0.00025 | 1115.136 | -437.376 |
| 1.28 | 0.684 | 6.84 | -0.00044 | 852.405 | -383.945 |
| 1.92 | 0.651 | 6.51 | -0.00058 | 623.228 | -332.657 |
| 2.56 | 0.610 | 6.10 | -0.00069 | 425.994 | -284.224 |
| 3.20 | 0.563 | 5.63 | -0.00075 | 258.703 | -239.152 |
| 3.84 | 0.514 | 5.14 | -0.00079 | 119.091 | -197.771 |
| 4.48 | 0.463 | 4.63 | -0.00080 | 4.729 | -160.262 |
| 5.12 | 0.412 | 4.12 | -0.00079 | -86.885 | -126.687 |
| 5.76 | 0.362 | 3.62 | -0.00077 | -158.261 | -97.005 |
| 6.40 | 0.313 | 3.13 | -0.00073 | -211.857 | -71.098 |
| 7.04 | 0.268 | 2.68 | -0.00069 | -250.035 | -48.788 |
| 7.68 | 0.226 | 2.26 | -0.00064 | -275.026 | -29.851 |
| 8.32 | 0.187 | 1.87 | -0.00058 | -288.910 | -14.035 |
| 8.96 | 0.152 | 1.52 | -0.00052 | -293.599 | -1.068 |
| 9.60 | 0.120 | 1.20 | -0.00046 | -290.825 | 9.332 |
| 10.24 | 0.092 | 0.92 | -0.00041 | -282.141 | 17.447 |
| 10.88 | 0.068 | 0.68 | -0.00035 | -268.921 | 23.552 |
| 11.52 | 0.047 | 0.47 | -0.00030 | -252.366 | 27.914 |
| 12.16 | 0.029 | 0.29 | -0.00026 | -233.510 | 30.784 |
| 12.80 | 0.014 | 0.14 | -0.00021 | -213.231 | 32.396 |
| 13.44 | 0.002 | 0.02 | -0.00017 | -192.265 | 32.966 |
| 14.08 | -0.008 | -0.08 | -0.00014 | -171.215 | 32.689 |
| 14.72 | -0.016 | -0.16 | -0.00010 | -150.566 | 31.741 |
| 15.36 | -0.022 | -0.22 | -0.00008 | -130.697 | 30.277 |
| 16.00 | -0.026 | -0.26 | -0.00005 | -111.893 | 28.433 |
| 16.64 | -0.029 | -0.29 | -0.00003 | -94.359 | 26.325 |
| 17.28 | -0.030 | -0.30 | -0.00002 | -78.232 | 24.053 |

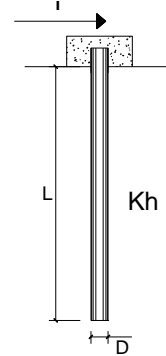
| z | y(z) | p(z) | $\alpha(z)$ | M(z) | T(z) |
|--------------|---------------|---------------------------|-------------------------------|--------------------|---------------|
| Prof. | Spost. | Press. Lat. | Rotaz. | Mom. Flett. | Taglio |
| (m) | (cm) | (N/cm²) | (rad) | (kNm) | (kN) |
| 17.92 | -0.031 | -0.31 | 0.00000 | -63.589 | 21.701 |
| 18.56 | -0.031 | -0.31 | 0.00001 | -50.458 | 19.336 |
| 19.20 | -0.030 | -0.30 | 0.00002 | -38.829 | 17.014 |
| 19.84 | -0.028 | -0.28 | 0.00002 | -28.662 | 14.778 |
| 20.48 | -0.027 | -0.27 | 0.00003 | -19.889 | 12.660 |
| 21.12 | -0.025 | -0.25 | 0.00003 | -12.426 | 10.684 |
| 21.76 | -0.023 | -0.23 | 0.00003 | -6.179 | 8.865 |
| 22.40 | -0.020 | -0.20 | 0.00003 | -1.043 | 7.213 |
| 23.04 | -0.018 | -0.18 | 0.00003 | 3.090 | 5.731 |
| 23.68 | -0.016 | -0.16 | 0.00003 | 6.328 | 4.417 |
| 24.32 | -0.014 | -0.14 | 0.00003 | 8.779 | 3.268 |
| 24.96 | -0.012 | -0.12 | 0.00003 | 10.545 | 2.276 |
| 25.60 | -0.010 | -0.10 | 0.00003 | 11.724 | 1.431 |
| 26.24 | -0.008 | -0.08 | 0.00003 | 12.406 | 0.724 |
| 26.88 | -0.007 | -0.07 | 0.00002 | 12.676 | 0.141 |
| 27.52 | -0.005 | -0.05 | 0.00002 | 12.611 | -0.328 |
| 28.16 | -0.004 | -0.04 | 0.00002 | 12.278 | -0.696 |
| 28.80 | -0.003 | -0.03 | 0.00002 | 11.739 | -0.975 |
| 29.44 | -0.002 | -0.02 | 0.00001 | 11.047 | -1.177 |
| 30.08 | -0.001 | -0.01 | 0.00001 | 10.248 | -1.312 |
| 30.72 | -0.001 | -0.01 | 0.00001 | 9.380 | -1.391 |
| 31.36 | 0.000 | 0.00 | 0.00001 | 8.477 | -1.423 |
| 32.00 | 0.000 | 0.00 | 0.00001 | 7.567 | -1.417 |

VI02 – RELAZIONE GEOTECNICA CALCOLO delle FONDAZIONI

OPERA: V02 - TORRI PROVVISORIE

DATI DI INPUT:

| | | |
|--|----------|----------------------|
| Diametro del palo (D): | 1.2 | (m) |
| Lunghezza del palo (L): | 26 | (m) |
| Coefficiente di reazione laterale (k_h): | 10 | (N/cm ³) |
| Forza orizzontale agente (T): | 53 | (kN) |
| fck del calcestruzzo: | 27.0 | (MPa) |
| fc _m del calcestruzzo: | 35.0 | (MPa) |
| E _{cls} ($E = 22000(fc_m/10)^{0.3}$): | 32036 | (MPa) |
| J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$): | 10178760 | (cm ⁴) |
| λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E \cdot J / k_h \cdot D)^{1/4}$): | 574.19 | (cm) |



| z Prof. (m) | y(z) Spost. (cm) | p(z) Press. Lat. (N/cm ²) | $\alpha(z)$ Rotaz. (rad) | M(z) Mom. Flett. (kNm) | T(z) Taglio (kN) |
|-------------------|------------------------|---|--------------------------------|------------------------------|------------------------|
| 0.00 | 0.077 | 0.77 | 0.00000 | 152.160 | -53.000 |
| 0.52 | 0.076 | 0.76 | -0.00002 | 125.846 | -48.213 |
| 1.04 | 0.075 | 0.75 | -0.00004 | 102.006 | -43.496 |
| 1.56 | 0.072 | 0.72 | -0.00005 | 80.588 | -38.909 |
| 2.08 | 0.069 | 0.69 | -0.00007 | 61.510 | -34.499 |
| 2.60 | 0.065 | 0.65 | -0.00007 | 44.671 | -30.303 |
| 3.12 | 0.061 | 0.61 | -0.00008 | 29.953 | -26.348 |
| 3.64 | 0.057 | 0.57 | -0.00008 | 17.224 | -22.653 |
| 4.16 | 0.053 | 0.53 | -0.00009 | 6.346 | -19.231 |
| 4.68 | 0.048 | 0.48 | -0.00009 | -2.825 | -16.088 |
| 5.20 | 0.044 | 0.44 | -0.00009 | -10.434 | -13.225 |
| 5.72 | 0.039 | 0.39 | -0.00008 | -16.627 | -10.638 |
| 6.24 | 0.035 | 0.35 | -0.00008 | -21.544 | -8.319 |
| 6.76 | 0.031 | 0.31 | -0.00008 | -25.324 | -6.261 |
| 7.28 | 0.027 | 0.27 | -0.00007 | -28.098 | -4.449 |
| 7.80 | 0.023 | 0.23 | -0.00007 | -29.992 | -2.872 |
| 8.32 | 0.020 | 0.20 | -0.00006 | -31.122 | -1.512 |
| 8.84 | 0.017 | 0.17 | -0.00006 | -31.599 | -0.355 |
| 9.36 | 0.014 | 0.14 | -0.00005 | -31.524 | 0.616 |
| 9.88 | 0.012 | 0.12 | -0.00005 | -30.989 | 1.416 |
| 10.40 | 0.009 | 0.09 | -0.00004 | -30.078 | 2.063 |
| 10.92 | 0.007 | 0.07 | -0.00004 | -28.867 | 2.572 |
| 11.44 | 0.005 | 0.05 | -0.00003 | -27.424 | 2.958 |
| 11.96 | 0.004 | 0.04 | -0.00003 | -25.810 | 3.235 |
| 12.48 | 0.002 | 0.02 | -0.00003 | -24.076 | 3.418 |
| 13.00 | 0.001 | 0.01 | -0.00002 | -22.269 | 3.520 |
| 13.52 | 0.000 | 0.00 | -0.00002 | -20.427 | 3.552 |
| 14.04 | -0.001 | -0.01 | -0.00001 | -18.585 | 3.526 |

| z | y(z) | p(z) | $\alpha(z)$ | M(z) | T(z) |
|--------------|---------------|---------------------------|-------------------------------|--------------------|---------------|
| Prof. | Spost. | Press. Lat. | Rotaz. | Mom. Flett. | Taglio |
| (m) | (cm) | (N/cm²) | (rad) | (kNm) | (kN) |
| 14.56 | -0.002 | -0.02 | -0.00001 | -16.769 | 3.451 |
| 15.08 | -0.002 | -0.02 | -0.00001 | -15.003 | 3.336 |
| 15.60 | -0.003 | -0.03 | -0.00001 | -13.305 | 3.191 |
| 16.12 | -0.003 | -0.03 | -0.00001 | -11.688 | 3.022 |
| 16.64 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -10.165 | 2.836 |
| 17.16 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -8.741 | 2.638 |
| 17.68 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -7.422 | 2.433 |
| 18.20 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -6.211 | 2.226 |
| 18.72 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -5.107 | 2.020 |
| 19.24 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -4.110 | 1.817 |
| 19.76 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -3.216 | 1.621 |
| 20.28 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -2.422 | 1.434 |
| 20.80 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -1.724 | 1.255 |
| 21.32 | -0.003 | -0.03 | 0.00000 | -1.115 | 1.088 |
| 21.84 | -0.002 | -0.02 | 0.00000 | -0.590 | 0.932 |
| 22.36 | -0.002 | -0.02 | 0.00000 | -0.144 | 0.788 |
| 22.88 | -0.002 | -0.02 | 0.00000 | 0.231 | 0.656 |
| 23.40 | -0.002 | -0.02 | 0.00000 | 0.540 | 0.536 |
| 23.92 | -0.002 | -0.02 | 0.00000 | 0.790 | 0.427 |
| 24.44 | -0.001 | -0.01 | 0.00000 | 0.987 | 0.331 |
| 24.96 | -0.001 | -0.01 | 0.00000 | 1.136 | 0.245 |
| 25.48 | -0.001 | -0.01 | 0.00000 | 1.243 | 0.170 |
| 26.00 | -0.001 | -0.01 | 0.00000 | 1.315 | 0.105 |