



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico Orientale
Porti di Trieste e Monfalcone

PROGETTO AdSP n. 1951

Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste


CUP: C94E21000460001

Progetto di Fattibilità Tecnico Economica Fascicolo B – Elaborati di sviluppo complessivo

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:		
arch. Gerardo Nappa	AdSP MAO	Responsabile dell'integrazione e Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione
arch. Sofia Dal Piva	AdSP MAO	Progettazione generale
arch. Stefano Semenic	AdSP MAO	Progettazione generale
ing. Roberto Leoni	BITECNO S.r.l.	Sistema di trazione elettrica ferroviaria
ing. Saturno Minnucci	MINNUCCI ASSOCIATI S.r.l.	Impianti speciali e segnalamenti ferroviari
ing. Dario Fedrigo	ALPE ENGINEERING S.r.l.	Progettazione strutturale oo.cc. ferrovia e strade
ing. Andrea Guidolin p.i. Furio Benci	SQS S.r.l.	Progettazione della sicurezza
ing. Sara Agnoletto	HMR Ambiente S.r.l.	Progettazione MISP e cassa di colmata
p.i. Trivellato, dott. G. Malvasi, dott. S. Bartolomei	p.i. Antonio Trivellato d.i.	Modellazione rumore, atmosfera, vibrazioni
dott. Gabriele Cailotto ing. Anca Tamasan	NEXTECO S.r.l.	Studio di impatto ambientale e piano di monitoraggio ambientale
ing. Sebastiano Cristoforetti	CRISCON S.r.l.s.	Relazione di sostenibilità
ing. Tommaso Tassi	F&M Ingegneria S.p.A.	Progettazione degli edifici pubblici nel contesto dell'ex area "a caldo"
ing. Michele Titton	ITS s.r.l.	Connessione stradale alla GVT
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. Paolo Crescenzi		


NOME FILE: 6ML8_P_R_N-STR_2AT_002_02_00.docx	SCALA: ---
TITOLO ELABORATO: Relazione di calcolo delle fondazioni	ELABORATO: 6ML8_P_R_N-STR_2AT_002_02

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	01/02/2023	Definitivo	Esterno	S.Dal Piva	G.Nappa

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 1 di 88</p>
---	---	---------------------

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	5
2.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI	5
2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.1.1	<i>Calcestruzzo per pali di fondazione</i>	7
3.2	ACCIAIO	7
3.2.1	<i>Acciaio per armature</i>	7
4	DESIGN APPROACH	8
5	TEORIA DI RIFERIMENTO	11
5.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
5.1.1	<i>Normativa</i>	11
5.1.1	<i>Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno</i>	13
5.1.2	<i>Collasso per scorrimento del piano di posa</i>	15
5.1.3	<i>Cedimenti</i>	15
5.2	FONDAZIONI SU PALI	16
5.2.1	<i>Normativa</i>	16
6	GRU RMG	24
6.1	MODELLO GEOTECNICO	25
6.1.1	<i>Parametri geotecnici generali</i>	25
6.1.2	<i>Flysch</i>	25
6.2	ANALISI DEI CARICHI	27
6.2.1	<i>Carichi gru</i>	27
6.2.2	<i>Peso Proprio</i>	29
6.2.3	<i>Carichi agenti</i>	29
6.3	VERIFICHE	30
6.3.1	<i>Capacità Portante</i>	30
7	GRU ASC SU CASSA DI COLMATA	33

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 2 di 88</p>
---	---	---------------------

7.1	GEOTECNICA DI RIFERIMENTO	33
7.2	CARICHI AGENTI	35
7.3	VERIFICHE	36
7.3.1	<i>Capacità Portante</i>	36
8	MURO FRANGIVENTO SU CASSA DI COLMATA	40
8.1	CONFIGURAZIONE STRUTTURALE	40
8.2	GEOTECNICA DI RIFERIMENTO	41
8.3	CARICHI AGENTI	43
8.3.1	<i>Combinazioni SLU di calcolo</i>	43
8.3.2	<i>Combinazioni SLE di calcolo</i>	46
8.3.3	<i>Disposizione dei pali e sollecitazione massima sul singolo palo</i>	47
8.4	VERIFICHE	49
8.4.1	<i>Capacità Portante</i>	49
9	TORRI FARO	55
9.1	CONFIGURAZIONE STRUTTURALE	55
9.2	CARICHI AGENTI	56
9.2.1	<i>Combinazioni SLU di calcolo</i>	56
9.3	VERIFICHE	56
9.3.1	<i>Capacità Portante</i>	56
10	EDIFICIO UFFICI	61
10.1	GEOTECNICA DI RIFERIMENTO	61
10.2	ANALISI DEI CARICHI	63
10.3	VERIFICHE	71
10.3.1	<i>Azioni sul singolo Palo</i>	71
10.3.2	<i>Capacità Portante D 600 mm</i>	85

SOMMARIO FIGURE

Figura 1.1 – Planimetria di progetto con indicazione delle fondazioni a terra	4
Figura 2: Risultati prove PLT effettuati su strati Flyschodi a Trieste	26
Figura 3: Carichi gru agenti sulle fondazioni	28


	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 3 di 88</p>
---	---	---------------------

Figura 4 - Dettagli geometrici della struttura torre faro	55
Figura 5 - Capacità portante plinto condizione 1 (SLU)	58
Figura 6 - Verifica condizione 2 (SLV).....	60
Figura 7 - Sezione FF	61
Figura 8 - Pianta delle fondazioni.....	64
Figura 9 - Dimensioni fondazione su plinto.....	71
Figura 10 - Pianta fondazioni per setti da 30 cm.....	75
Figura 11 - Disposizione pali D600 setto 65 cm	81

SOMMARIO TABELLE

Tabella 1 - Valori indicativi di k e u per terreni incoerenti	21
---	----



1 PREMESSA

La relazione riporta le verifiche delle opere di fondazione per l'area a terra nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica del Molo VIII, come riportato nella seguente figura.

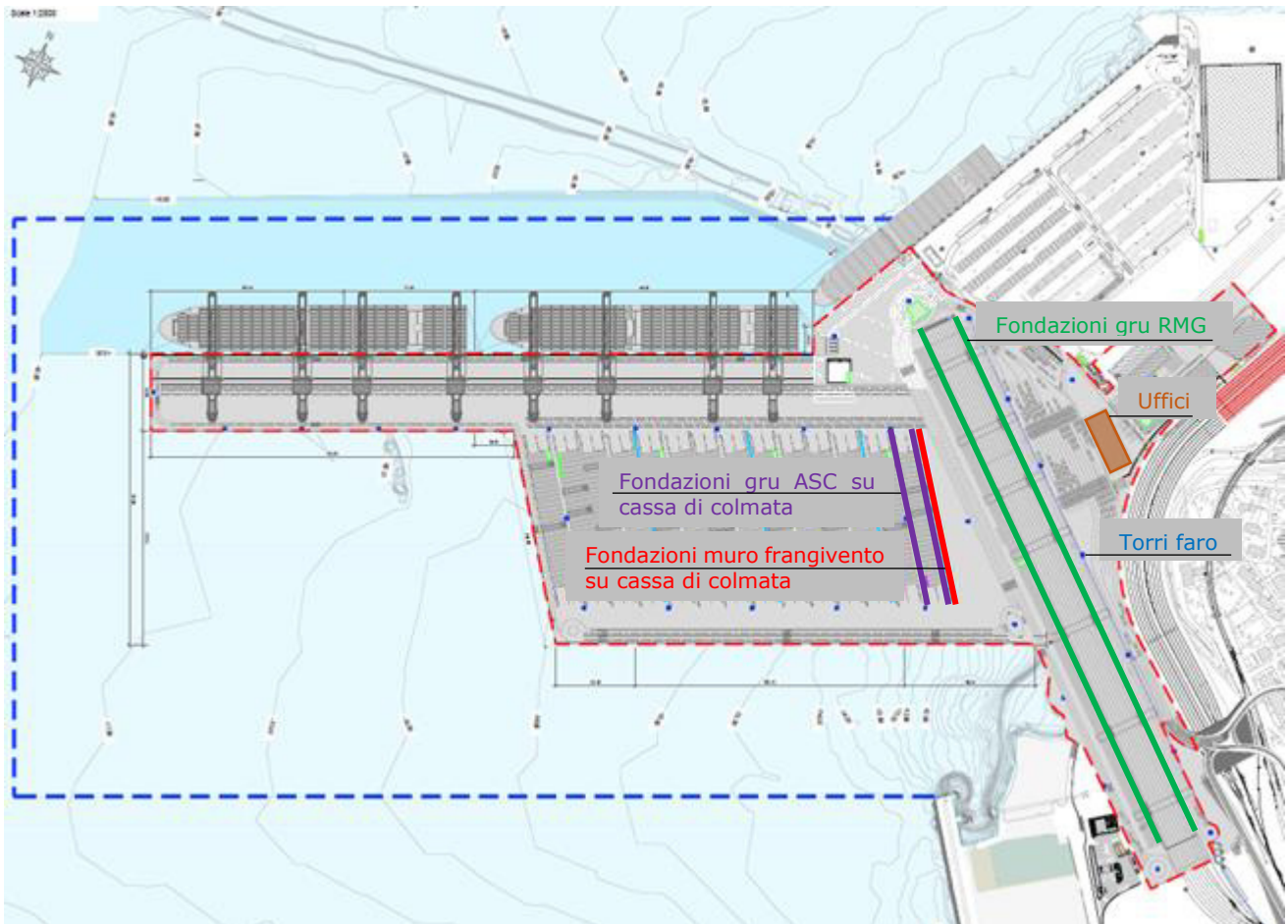



Figura 1.1 – Planimetria di progetto con indicazione delle fondazioni a terra

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 5 di 88</p>
---	---	---------------------

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO


2.1 Leggi, decreti e circolari

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 2.02.1974, n° 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana (1984) – “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Associazione Geotecnica Italiana (2012) – “Jetgrouting. Raccomandazioni”.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P., A.G.I. (2012) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

Circa le indicazioni applicative considerate per l’ottenimento dei requisiti prestazionali prescritti nel DM del 17/01/2018, ci si è riferiti, quando non direttamente alle indicazioni delle Norme Tecniche stesse, a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel seguito. In particolare, per quel che riguarda le Verifiche Strutturali, le indicazioni fornite dagli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle norme.

2.2 Norme e istruzioni nazionali

- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 13369 – “Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo”.
- UNI EN 13225 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi strutturali lineari”.
- UNI EN 14992 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi da parete”.
- UNI EN 13747 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo- Lastre per solai”.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 6 di 88</p>
---	---	---------------------

2.3 Normativa europea ed internazionale

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale".
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture".
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture di acciaio".
- UNI EN 1994 - Eurocodice 4 - "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".
- UNI EN 1997 - Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica".
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".
- BS6349 - "Maritime works"
- Recommendation of the Committee for Waterfront Structures EAU, Sixth English Edition (EAU 1990)
- PIANC 2002 - "Guidelines for the Design of Fenders Systems"



3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo per pali di fondazione

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C35/45
Classe di abbassamento al cono (<i>slump</i>)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{lower} = 22,4 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 31,5 \text{ mm} = D_{upper}$
Classe di esposizione	XS3
Minimo contenuto di cemento	360 kg/mc
Massimo rapporto a/c	0,45
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0,20


COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019		
Classe di esposizione:	XS3	
Tipo di ambiente:	Molto aggressivo	
Controllo qualità del copriferro:	Sì	
Classe C.A.:	C35/45	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale V_N :	100	anni
Tolleranza di posa:	10	mm
Copriferro minimo tabella C4.1.IV:	45	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	10	mm
Decremento per controllo qualità:	-5	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$:	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	60	mm

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per armature


Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo DM 17.01.18

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Allungamento caratteristico A_{gtk}	$\geq 7.5 \%$
Rapporto $k = f_t/f_y$	$1.15 < k < 1.35$
Rapporto $f_y/f_{y,nom}$	≤ 1.25

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 8 di 88</p>
---	---	---------------------

4 DESIGN APPROACH


<p>Generale</p>	<p>I coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione sono ricavati da normativa nazionale ed Eurocodici, secondo quanto specificato nelle appendici nazionali. Per quanto non specificato si fa riferimento alla normativa BS 6349.</p>
<p>Struttura di banchina</p>	<p>Combinazioni di esercizio (SLE):</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{rara}$ $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{frequente}$ $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{quasi permanente}$ <p>Combinazioni ultime (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p>Combinazioni eccezionali:</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>Combinazioni sismiche (SLV, SLD ed SLO):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>dove:</p> <ul style="list-style-type: none"> G_1 pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua G_2 pesi propri degli elementi non strutturali Q accidentali P precompressione A_d azioni eccezionali (urto imbarcazioni) E azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (<i>Westergaard</i>) e della spinta sismica del terreno <p>Per gli stati limite strutturali (STR) i coefficienti di combinazione sono:</p> $\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.5 - 0.8$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 9 di 88</p>
---	---	---------------------

	<p>$\gamma_Q = 1.5 - 0.0$</p> <p>per accidentali di impalcato per combinazione SLU e SLE:</p> <p>Categoria E</p> <p>Coeff. $\Psi_{0,j}=1,0$ Coeff. $\Psi_{1,j}=0,9$ Coeff. $\Psi_{2,j}=0,8$</p>
<p>Fondazioni su pali</p>	<p>Le fondazioni su pali, secondo NTC'2018 (§6.4.3), devono essere soddisfatte per ogni stato limite considerato:</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo geotecnico (GEO), tenendo conto del collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali, collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali, collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione, stabilità globale. - SLU di tipo strutturale (STR), tenendo conto del raggiungimento della resistenza dei pali e raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali. • Verifiche SLU devono essere effettuate applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI. - SLE, prendendo in considerazione, quando pertinenti, almeno gli eccessivi cedimenti o sollevamenti e gli eccessivi spostamenti trasversali. Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione ($E_d < R_d$). - Per le verifiche SISMICHE le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.5.3.2.
<p>Paratie di sostegno</p>	<p>Per le paratie si considerano i seguenti stati limite ultimi (NTC'18 §6.5.3.1.2 per condizioni SLU e §6.5.3.2 per SLE):</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD): collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido); collasso per carico limite verticale; sfilamento di uno o più ancoraggi; instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate; instabilità del fondo scavo per sollevamento; sifonamento del fondo scavo; instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.



	<ul style="list-style-type: none">- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi; raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto; raggiungimento della resistenza strutturale della paratia. <p>Accertando che la condizione ($E_d < R_d$) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.</p> <p>Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:</p> <p>Combinazione 1: (A1+M1+R1) e Combinazione 2: (A2+M2+R1)</p> <p>tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II con i coefficienti γ_r del gruppo R1 pari all'unità.</p> <p>Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2</p> <ul style="list-style-type: none">- SLE - In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.- Per le verifiche SISMICHE le paratie devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.6.3
Stabilità globale	<ul style="list-style-type: none">- SLU - La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.- SISMICA (§ 7.11.4) - si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 11 di 88</p>
---	---	----------------------

5 TEORIA DI RIFERIMENTO

5.1 *Fondazioni superficiali*

5.1.1 *Normativa*

NORMATIVA → D.M. 17.01.2018

DI

RIFERIMENTO §6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) la normativa prescrive:

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

...dove per condizione [6.2.1] si intende:

$$E_D \leq R_D$$

Essendo E_D il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2.b]

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.



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} .

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$


Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) la normativa prescrive:

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione $E_d \leq C_d$ (dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni), calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 13 di 88</p>
---	---	----------------------

5.1.1 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M/N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

- Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \alpha n \phi$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno.

- Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

- Per i fattori s_γ, s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi$$



$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

- Per i fattori i_γ , i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot a n \phi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot a n \phi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

- Per quanto riguarda i fattori b_γ , b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

- Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

- Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

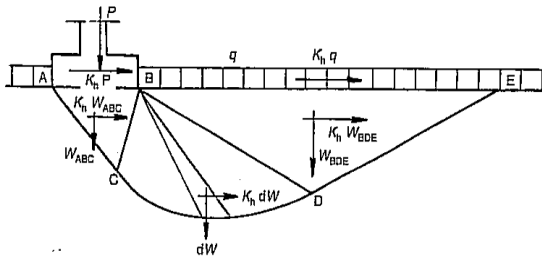
$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.



Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

**Effetti inerziali dovuti al sisma
(Paolucci & Pecker, 1995)**



Effetti inerziali: fattori correttivi z

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

5.1.2 Collasso per scorrimento del piano di posa

La resistenza a scorrimento è così calcolata:

$$R_{res} = N \cdot (\text{tan}\delta)$$

Dove:

N = carico verticale agente

δ = angolo di attrito terreno/fondazione

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)


5.1.3 Cedimenti

Il cedimento di ogni strato viene calcolato mediante la formula:

$$w = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \left(\frac{\Delta \sigma'_{vr}}{E_{ur,i}} + \frac{\Delta \sigma'_{vc}}{E_i} \right)$$

dove:

- ΔH_i : spessore dello strato i-esimo;
- $\Delta \sigma'_{vr}$: incremento di tensione efficace verticale di ricarico;
- $\Delta \sigma'_{vc}$: incremento di tensione efficace verticale di 1° carico;
- $E_{ur,i} = 3E$: modulo di ricarico dello strato i-esimo;
- E_i : modulo di elasticità dello strato i-esimo;

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 16 di 88</p>
---	---	----------------------

- n : numero degli strati;

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

5.2 Fondazioni su pali

5.2.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018

RIFERIMENTO

§6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 17/01/2018.

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	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

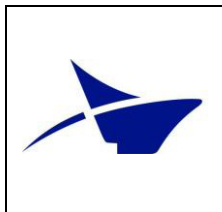
* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$ o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$ ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$



$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

a) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \qquad R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 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


Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 18 di 88</p>
---	---	----------------------

5.2.1.1 Capacità portante verticale

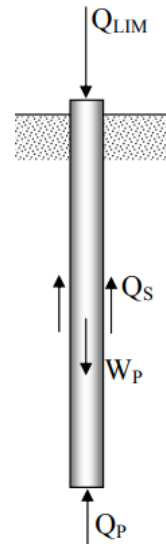
L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo con la punta in terreno granulare soggetto ad un carico verticale è la seguente:

$$Q_{lim} + W_p = Q_s + Q_p$$

dove:

- Q_p = portata di punta;
- Q_l = portata laterale;
- W_p = peso proprio del palo;

La capacità portante sarà valutata come sommatoria dei contributi dei differenti strati nel caso in cui la fondazione attraversa strati di diversa natura.



Palo in terreno coesivo saturo

- Stima di Q_s

La stima della capacità portante per aderenza e/o attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante τ_s sono difficili da valutare analiticamente, poichè dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. I metodi attualmente più utilizzati per la definizione di τ_s sono:

- Metodo α : Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato.

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo. Valori suggeriti:

- (Viggiani 1999)

per pali battuti:

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,5$

per pali trivellati:

$c_u < 25$	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

L'Associazione Geotecnica Italiana – AGI

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

- Metodo β : Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

In cui:

σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;

σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo;

K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e σ'_{v0} ;

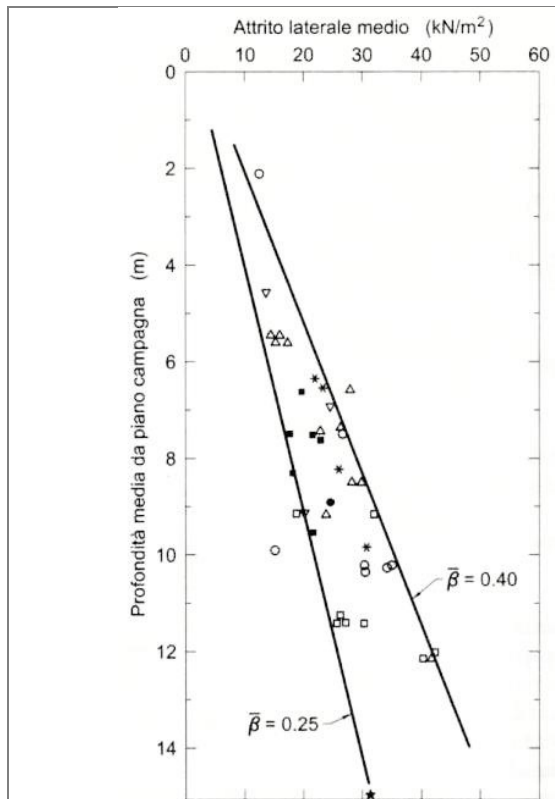
$\tan \delta$ è un coefficiente d'attrito palo-terreno;

β è un coefficiente pari al prodotto $K \tan \delta$;

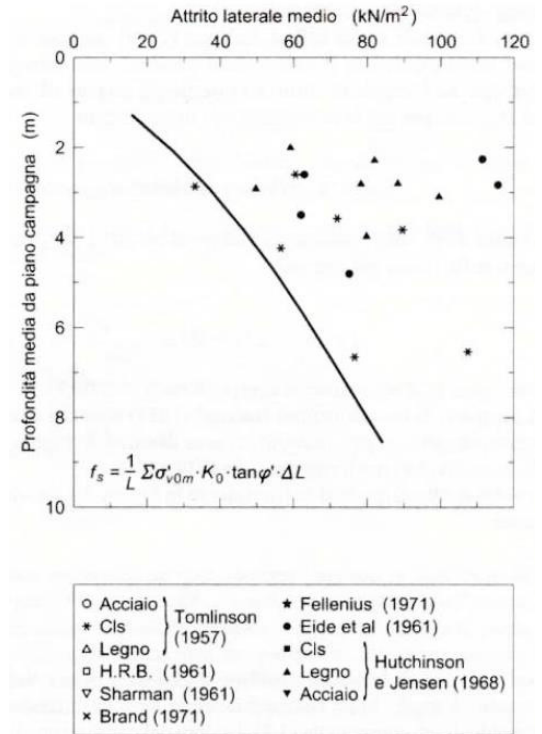
Se l'angolo di attrito palo-terreno δ fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ' , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni dello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.5}$$

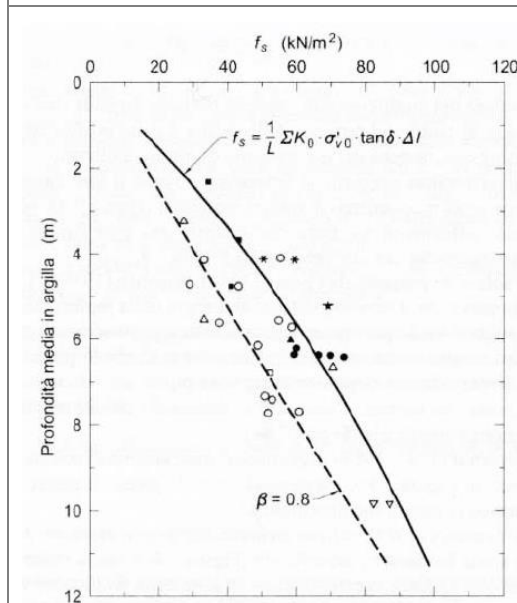
$$\tan \delta = \tan \phi'$$



-
- Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali infissi in argille tenere




Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali infissi in argille consistenti



Risultati sperimentali indicano che:

- per pali infissi in terreni coesivi NC il coefficiente β risulta compreso tra 0,25 e 0,40 per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto $\beta=0.3$
- per pali infissi in terreni sovra consolidati, i valori del coefficiente sono molto più dispersi ma comunque superiori all'equazione vista in precedenza di K, che si può assumere come valore di progetto.
- per pali trivellati in terreni coesivi NC si po' fare

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 21 di 88</p>
---	---	----------------------

<p>Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali trivellati in argille consistenti.</p>	<p>riferimento come valore di progetto a $\beta=0.25$</p> <p>- per pali trivellati in terreni coesivi OC i valori ottenibili dall'equazione vista in precedenza di τ_s sono cautelativi e, come valore di progetto, si può fare riferimento a $\beta=0.8$</p>
---	---

- Stima di Q_p

In genere il termine di capacità portante di punta Q_p di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta alla capacità portante totale. Per la stima di Q_p si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0_p})$$

dove A_p è l'area del palo, c_u è la resistenza a taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo, σ_{v0_p} è la tensione verticale totale alla punta, N_c è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9.

Palo in terreno incoerente

- Stima di Q_s

Si applica il metodo β . Per la scelta dei valori K e $\tan\delta$ si può fare riferimento alle indicazioni AGI, nella seguente tabella:

Tabella 1 – Valori indicativi di k e u per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di u
	Acciaio	0,5 ÷ 1	tg 20°
Battuto	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
Trivellato		0,4 ÷ 0,7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità

Si applica una limitazione $\tau_s \leq 200$ kPa



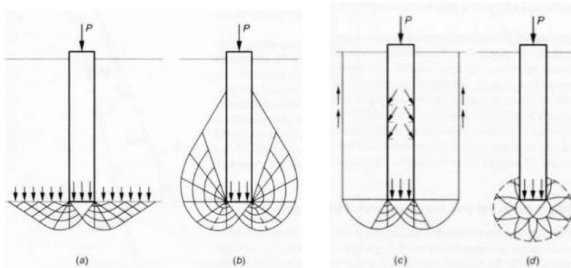
- Stima di Q_p

La capacità di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

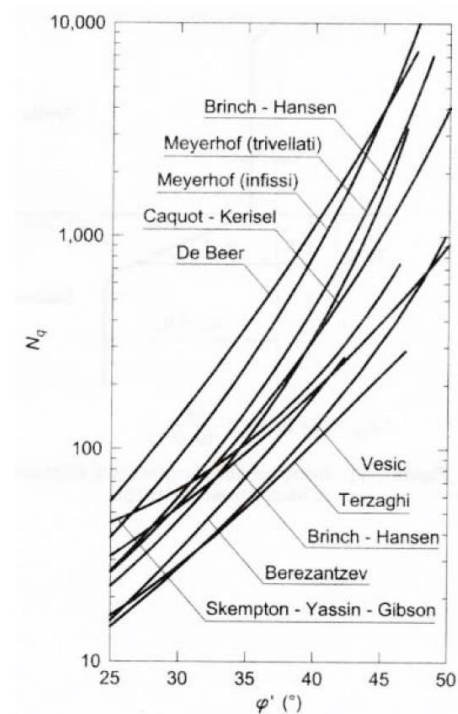
$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_{v0,P}$$

In cui A_p è l'area di base del palo, q_p è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{v0,P}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante.

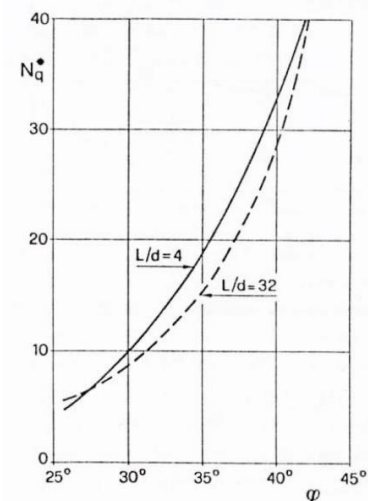
Il valore N_q dipende a parità di angolo di resistenza al taglio, dai meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q .




- Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi;
b) Meyerhof;
c) Berezantzev;
d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic



La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per i **pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente** non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti, esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro. Risulta pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione identica alla precedente ma con un coefficiente N_q^* , inferiore a N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta (figura a destra).



	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 23 di 88</p>
---	---	----------------------

5.2.1.2 Capacità portante laterale

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'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 per un tratto di lunghezza non definita con momento costante. La verifica viene soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d < H_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_G e γ_Q alle azioni agenti, mentre H_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

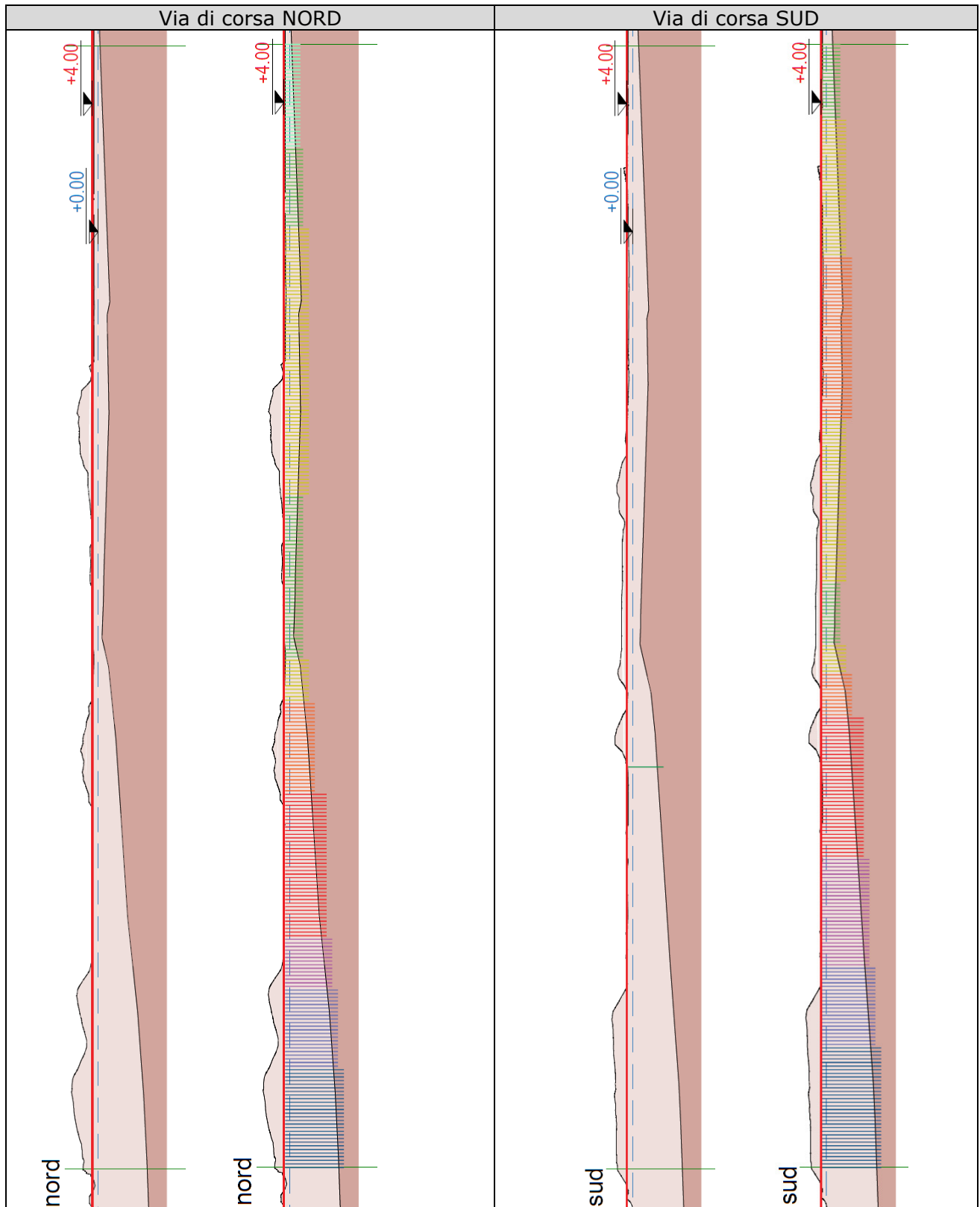
[§6.4.3.1.1.1] Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1 del DM 17.01/2018, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab.6.4VI.

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

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



6 GRU RMG





6.1 Modello geotecnico

6.1.1 Parametri geotecnici generali

In seguito si illustrano i parametri per il modello geotecnico dell'area a terra:

Litologia	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	Cu [kPa]
R	18	30-35	-	10-40	-
A	17-19	20-27	15-35	10-20	20-70
B	23	35	0-20	100-130	-
C	23	32-35	270-300	15.000- 20.000	-

Litologia	Cr [-]	Cc [-]	Cs [-]	e0 [-]	OCR [-]	G0 [MPa]	Vs [m/s]	σ_c [MPa]
R	-	-	-	-	-	-	-	-
A	0,019- 0,127	0,153- 0,464	0,012- 0,110	0,657- 1,275	1-3	55,5-79,1	175-204	-
B	-	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-	-	-	10-40

Litologia	K [m/s]
R	$1,04 \times 10^{-04}$
A	$1,14 \times 10^{-07} - 7,15 \times 10^{-08}$
B	$1,99 \times 10^{-06} - 4,26 \times 10^{-06}$
C	$6,20 \times 10^{-08}$

6.1.2 Flysch

Il bed-rock flyschoidale è caratterizzato da livelli marnosi dal colore marrone di spessore centimetrico, dal classico aspetto fogliettato, alternati a strati decimetrici di arenaria in cui la roccia si presenta parzialmente alterata, di colore grigio a spalmature ocracee, talora con presenza di vene calcitiche bianche. Il tetto del Flysch è stato individuato a profondità variabile. Per quanto concerne i parametri di resistenza meccanica e di deformabilità dell'ammasso roccioso si riportano alcuni risultati di prove PLT effettuate in strati Flyschoidali di Trieste.



Provino	Profondità media (m)	Tipo	Massa Volumica ⁽¹⁾ (t/m ³)	H _{iniz} (mm) D	Largh. (mm) W	Forza P (kN)	Diam.equiv. D _e (mm)	I _s (MPa)	I _{s(50)} (MPa)	Resistenza a compressione* (MPa)
TS021/042	42,25	D	2,65	83	70	2,2	83	0,32	0,40	8,83
	42,52	A	2,64	47	83	3,2	70	0,64	0,75	16,54
	42,60	A	2,44	65	83	2,8	83	0,41	0,51	11,26
	42,75	D	2,45	83	150	2,9	83	0,42	0,53	11,63
	42,85	D	2,41	83	43	1,4	83	0,20	0,26	5,62
TS021/044	26,45	D	2,61	83	90	13,5	83	1,96	2,46	54,16
	27,35	D	2,63	83	175	27,5	83	3,99	5,01	110,32
	27,40	D	2,63	83	105	22,5	83	3,27	4,10	90,26
	27,45	D	2,62	83	65	20,0	83	2,90	3,65	80,23
	27,55	D	2,55	78	56	0,3	78	0,05	0,06	1,33
TS021/049	39,65	A	2,48	50	83	3,9	73	0,74	0,87	19,22
	39,70	A	2,47	50	83	3,7	73	0,70	0,83	18,23
	39,80	A	2,50	40	83	1,9	65	0,45	0,51	11,13
	40,25	A	2,47	49	83	2,8	72	0,54	0,64	14,01
	40,50	A	2,50	70	83	5,9	86	0,80	1,02	22,40
	40,85	A	2,49	63	83	2,2	82	0,33	0,41	9,06

data di fine prove 12.11.21

Provino	Profondità media (m)	Tipo	Massa Volumica ⁽¹⁾ (t/m ³)	H _{iniz} (mm) D	Largh. (mm) W	Forza P (kN)	Diam.equiv. D _e (mm)	I _s (MPa)	I _{s(50)} (MPa)	Resistenza a compressione* (MPa)
TS021/049	41,35	D	2,55	83	110	1,9	83	0,27	0,34	7,42
	41,50	A	2,50	56	83	3,9	77	0,65	0,79	17,37
	41,70	D	2,51	83	90	1,9	83	0,28	0,35	7,62
	42,15	A	2,51	66	83	2,3	84	0,33	0,42	9,14
	42,45	D	2,54	83	90	2,0	83	0,29	0,36	8,02
	42,70	D	2,52	83	80	4,1	83	0,60	0,75	16,45
	42,90	D	2,60	83	110	5,4	83	0,78	0,98	21,66
TS021/051	34,70	D	2,65	83	135	36,0	83	5,23	6,56	144,42
	34,80	D	2,65	83	65	29,0	83	4,21	5,29	116,34

Figura 2: Risultati prove PLT effettuati su strati Flyschodi a Trieste

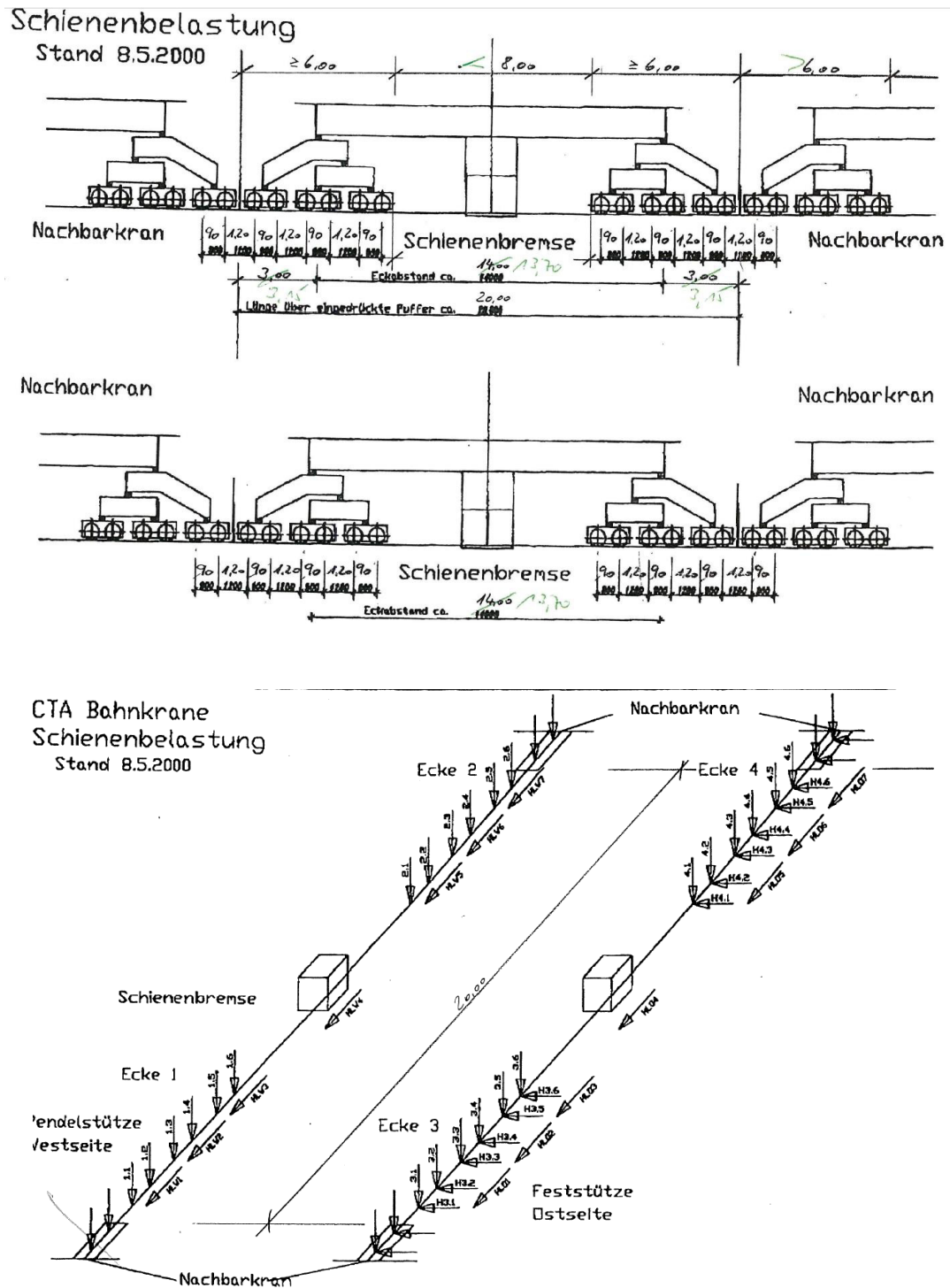
La resistenza a compressione media, togliendo i provini che superino i 100 Mpa, risulta pari a circa **21 MPa**



6.2 Analisi dei carichi

6.2.1 Carichi gru

Per il carico gru si utilizzano i carichi riportati nelle figure seguenti:





Lasten für CTA Bahnkrane in kN								
Abgeleitet aus den Ecklasten eines Herstellers mit einem Zuschlag von 20 %, 9.5.2000								
Lastfall	1	2	3	4	5	6	7	8
Betrieb/Ruhe	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Ruhe	Ruhe
Katzstellung	Pendelstützensseite	Pendelstützensseite	Pendelstützensseite	Feststützensseite	Feststützensseite	Feststützensseite		
Wind bezogen auf Schiene	Ohne	Längs	Quer	Ohne	Längs	Quer	Längs	Quer
Massenkkräfte	Ohne	Mit	Mit	Ohne	Mit	Mit	Ohne	Ohne
Radr.								
Ecke 1, Vertikallasten								
1.1	372	347	366	169	139	144	218	251
1.2	372	347	366	169	139	144	218	251
1.3	372	347	366	169	139	144	218	251
1.4	372	347	366	169	139	144	218	251
1.5	372	347	366	169	139	144	218	251
1.6	372	347	366	169	139	144	218	251
Ecke 2, Vertikallasten								
2.1	372	406	396	169	198	174	318	251
2.2	372	406	398	169	198	174	318	251
2.3	372	406	396	169	198	174	318	251
2.4	372	406	396	169	198	174	318	251
2.5	372	406	396	169	198	174	318	251
2.6	372	406	396	169	198	174	318	251
Summe Kräfte längs zur Schiene, Westseite	2232	2406	2376					
HLW	4464	4578	4572					
Ecke 3, Vertikallasten								
3.1	110	80	90	314	288	319	121	186
3.2	110	80	90	314	288	319	121	186
3.3	110	80	90	314	288	319	121	186
3.4	110	80	90	314	288	319	121	186
3.5	110	80	90	314	288	319	121	186
3.6	110	80	90	314	288	319	121	186
Ecke 3, Horizontallasten quer zur Schiene								
H3.1	0	-3	12	0	-7	11	0	48
H3.2	0	-2	13	0	-5	11	0	48
H3.3	0	-2	14	0	-3	13	0	48
H3.4	0	-1	15	0	-1	15	0	48
H3.5	0	0	16	0	0	17	0	48
H3.6	0	1	17	0	2	19	0	48
Ecke 4, Vertikallasten								
4.1	110	138	112	314	346	341	221	186
4.2	110	138	112	314	346	341	221	186
4.3	110	138	112	314	346	341	221	186
4.4	110	138	112	314	346	341	221	186
4.5	110	138	112	314	346	341	221	186
4.6	110	138	112	314	346	341	221	186
Ecke 4, Horizontallasten quer zur Schiene								
H4.1	0	14	29	0	41	52	0	48
H4.2	0	15	29	0	41	58	0	48
H4.3	0	16	30	0	44	60	0	48
H4.4	0	17	30	0	44	64	0	48
H4.5	0	18	31	0	46	68	0	48
H4.6	0	19	31	0	49	72	0	48
Summe Kräfte längs zur Schiene, Ostseite					268	372		288
HLO	0	91	85	0	266	274	264	0

Figura 3: Carichi gru agenti sulle fondazioni



I massimi carichi agenti corrispondono ai punti:

- **Punto 4.6**: Carico verticale $V=406$ kN (carico orizzontale disposto longitudinalmente alla trave di fondazione e per questo non considerato)
- **Punto 2.6**: Carico verticale $V=346$ kN - Carico orizzontale (ortogonale alla direzione della trave) $H=49$ kN

Per il dimensionamento preliminare delle strutture si utilizza un carico verticale pari a:

$V=410$ kN/m

$H=50$ kN/m

6.2.2 Peso Proprio

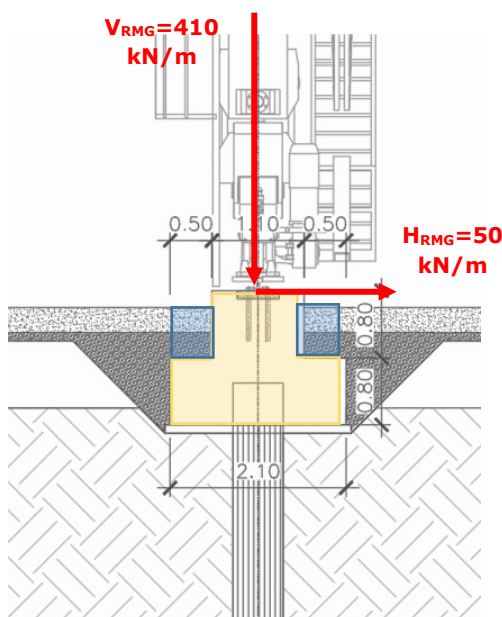
Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo **$\gamma=25.0$ kN/m³**

Acciaio **$\gamma=78.5$ kN/m³**

6.2.3 Carichi agenti

L'analisi dei carichi risulta utile per determinare le sollecitazioni agenti alla testa del palo. Il carico verticale della gru RMG verrà incrementata del peso proprio della trave e del terreno gravante nelle parti a sbalzo, ipotizzando quindi di non avere il beneficio della capacità portante della fondazione superficiale.



Peso proprio

$$G_1 = 25 \times 2,50 = 62,5 \text{ kN/m}$$

Permanenti portati (Peso del terreno)


$$G_2 = (18 \times 0,8 \times 0,5) \times 2 = 14,4 \text{ kN/m}$$

Accidentali concentrati (Carico Verticale gru - V)

$$V = 340 \text{ kN/m}$$

Accidentali concentrati (Carico Orizzontale gru - H)

$$H = 34 \text{ kN/m}$$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 30 di 88</p>
---	---	----------------------

Carichi verticali sul palo (interasse pali $i=2,5$ m):

		SLE [kN]	γ_{SLU}	SLU [kN]
Peso proprio	$G_1=62.5 \times 2,5=$	156	1,3	203
Permanenti portati	$G_2=14.4 \times 2,5=$	36	1,3	47
Accidentali concentrati	$V=410 \times 2,5=$	1025	1,5	1538
		1217		1788

Carico orizzontale:

- $SLE \rightarrow H=50 \times 2.5 \times 1=125$ kN
- $SLU \rightarrow H=50 \times 2.5 \times 1.5=188$ kN

6.3 Verifiche

6.3.1 Capacità Portante

Il calcolo della portanza del palo tipo CFA, $d=600$ mm viene condotto secondo due metodi.

1° Metodo – Pali su Roccia

Secondo quanto riportato in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali" di H.G. Poulos, E.H. Davis, studi condotti su pali in roccia da Thorne (1977) evidenziano valori di pressioni ammissibili alla punta variabili da $0.3q_{um}$ a $4q_{um}$, essendo q_{um} il valore di resistenza alla compressione semplice.

Il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che assumere una portanza ammissibile alla punta pari a $0.3q_{um}$ sarebbe abbastanza prudente con coefficienti di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate a brevi intervalli, 12 o più per rocce integre.

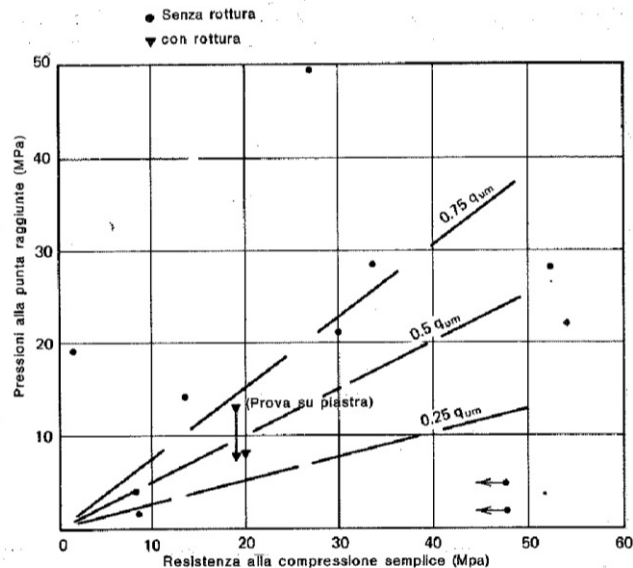


FIGURA 3.26 Pressioni alla punta raggiunte in prove in situ su pali in roccia (Thorne, 1977).

La resistenza limite di punta in condizione di rottura vale secondo gli studi di Thorne, per rocce fratturate: $Q_{punta}(\text{limite}) = 3 \times (0.3 \times q_{um}) \times A_{punta} = 3 \times (0.3 \times 21) \times 0.283 = 5349 \text{ kN}$.

Trascurando a favore di sicurezza la resistenza per attrito laterale del palo, la portanza di progetto agli SLU (comb. A1+M1+R3) vale:

$$N_{d,res}(\text{SLU}) = 5349 / (1.7 \times 1.3) - W_{palo} \times 1.3 = \mathbf{2420 - 82 = 2338 \text{ kN}}$$

Ipotizzando un palo lungo 10m ($W_{palo \text{ max}} = 63 \text{ kN}$)

Tale valore risulta essere maggiore del valore massimo agente agli SLU (1788 kN) cfr. risultati modello di calcolo. Le pressioni agenti alla punta valgono allo SLE:

$$\text{SLE: } Q_p / A_p = 1217 \text{ kN} / 0.283 \text{ mq} = 4300 \text{ kPa} = 4.3 \text{ MPa}$$

In condizione di esercizio assumendo un valore medio di q_{um} pari a 21 MPa e un fattore moltiplicativo prudenziale per rocce fratturate pari a 0.3 si ottiene una pressione ammissibile alla punta del palo (teoria di Thorne) di:

$$q_{amm,punta} = 0.3 \times 21 = 6.3 \text{ MPa} > 4.3 \text{ MPa} \text{ VERIFICA SODDISFATTA.}$$

2° Metodo – Pali su Roccia

Il secondo metodo consiste nel calcolare la portanza del palo assimilando lo strato Flyschoide ad un terreno granulare. Si riporta il calcolo di un palo di diametro 600 mm



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE (D.M. 17.01.2018, cap. n.6)

J.N 1368
Tipologia pali: Gru RMG_Pali CFA600
Tipo Verifica: SLU_Combinazione 2 (A1_M1_R3)
Punta in:

Diametro paratia [m]	0,6
γ medio [kN/m ³]	19,0
Quota Falda (m s.l.m.)	-4,30
Prof. Falda da pc [m]	4,30
L.palo,netta [m]	34,40
Area base [m ²]	0,283

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:
(Tab. 6.2.II - D.M. 17.01.2018)

Parametri	Valore	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\tan\phi_{sk}$)	1	1	1,25
Coesione efficace (c'_{sk})	1	1	1,25
Resistenza non drenata (C_{uk})	1	1	1,4
Peso dell'unità di volume (γ_r)	1	1	1

Fattori di correlazione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate:
(Tab. 6.4.IV - D.M. 17.01.2018):

	Numero di verticali indagate							
	Valore	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ζ_3	1,70	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ζ_4	1,70	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali
(Tab. 6.4.II - D.M. 17.01.2018):

Resistenza	Simbolo γ_R	Valore (R3)	Pali infissi	Pali trivel.	Pali ad elica cont.
Base	γ_b	1,30	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,25	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25	1,25

Modello geotecnico

Tipo di terreno	Quota Tetto [m.s.l.m.]	Quota Base [m s.l.m.]	Prof. [m]	Perim [m]	γ' [kN/m ³]	σ'_{v} strato medio [kPa]	σ'_{v} strato finale [kPa]	COESIVO			INCOERENTE			TOT						
								C_{Umedia} [kPa]	α [-]	β [-]	c' [kPa]	ϕ medio [°]	Stato adden same nto	β [-]	qlat coes		$Q_{laterale}$ min (kN/m)			
															OCR	K [-]		$\tan(\phi_{med})$	o α	o β
R	4,30	2,70	1,60	0,00	18,00	14,40	28,80	0,00	1,00	1,00		0,00	30	sciolto	0,60	0,577		5	0	
R	2,70	0,30	2,40	1,88	18,00	50,40	74,40	0,00	1,00	1,00		0,00	30	sciolto	0,60	0,577		17	79	
R	0,00	-6,60	6,60	1,88	9,00	101,70	199,80	0,00	1,00	1,00		0,00	30	sciolto	0,60	0,577		35	438	
R	-6,60	-18,00	11,40	0,00	9,00	182,70	416,40	0,00	1,00	1,00		0,00	30	sciolto	0,60	0,577		63	0	
A	-18,00	-22,00	4,00	0,00	9,00	252,00	492,40	0,00	1,00	1,00		0,00	20	sciolto	0,60	0,364		55	0	
A	-22,00	-26,00	4,00	0,00	9,00	288,00	568,40	0,00	1,00	1,00		0,00	20	sciolto	0,60	0,364		63	0	
B	-26,00	-28,00	2,00	0,00	9,00	315,00	606,40	0,00	1,00	1,00		15,00	28	sciolto	0,60	0,532		115	0	
C	-28,00	-32,00	4,00	0,00	9,00	342,00	682,40	0,00	1,00	1,00		20,00	33	sciolto	0,60	0,649		153	0	
C	-32,00	-32,00	0,00	0,00	9,00	360,00	682,40	0,00	1,00	1,00		20,00	33	sciolto	0,60	0,649		160	0	
																			517	

Calcolo Peso del Palo

L-tratto fuori falda (m)	2,90
L-tratto sotto falda (m)	10,00
Wp (peso del palo) (kN)	63

Note: a favore di sicurezza si considerano i valori minori (in **grassetto**) tra qlat coes e qlat inc

SLU - Combinazione 2 (D.M. 17.01.2018)

Calcolo Resistenza di progetto a Compressione (A1+M1+R3)

Calcolo Rc,cal media	kN	Q / γ_R
Nq (medio) - Berezantzev	75	
Nc		
Q _b resistenza roccia		
Q _{laterale,media}	517	
Q _{laterale,media} / ζ_3	304	265
Q _{punta,media}	4962	
Q _{punta,media} / ζ_3	2919	2245
Q _{c,tot,calc,media} / ζ_3	3223	2579

2510 kN }
 2579 kN } 2510 kN

Calcolo Resistenza di progetto a Trazione (A1+M1+R3)

Calcolo Rc,cal media	kN	Q / γ_R
Q _{laterale,media}	517	
Q _{laterale,media} / ζ_3	304	243

243 kN } A questo valore si deve aggiungere il peso del palo

CONFRONTO RISULTATI

SLU Combinazione 2 (A1_M1_R3)	A)	Rd,c (COMPRESSIONE)	2428 kN/m (D.M. 17.01.2018)
	B)	Rd,t (TRAZIONE)	306 kN/m (D.M. 17.01.2018)

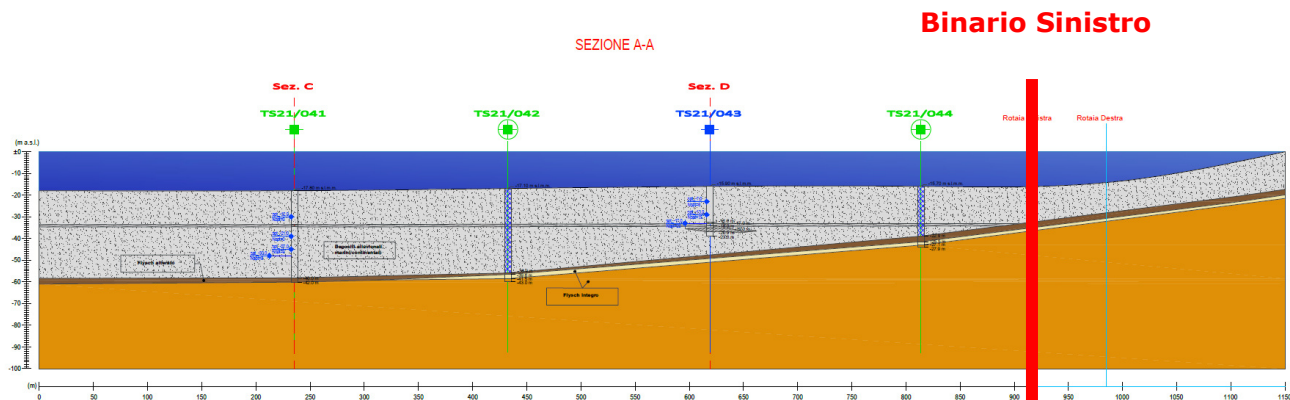
La verifica risulta soddisfatta.



7 GRU ASC SU CASSA DI COLMATA

7.1 Geotecnica di riferimento

In seguito si riporta la sezione a cui si fa riferimento per la definizione del modello geotecnico di riferimento:



Per la geotecnica di riferimento si rimanda alla relazione specifica in seguito si riportano i parametri desunti da quanto specificato.

Dall'analisi delle indagini eseguite nell'area in studio è possibile determinare il seguente modello geotecnico generale di riferimento per l'area a mare.

Gruppo	Sigla	Formazione	Descrizione
R		Riporto	
A	A1	Depositi alluvionali marini/continentali	<i>Limo argilloso a tratti debolmente sabbioso</i>
	A2		<i>Limo argilloso-sabbioso</i>
B		Flysch alterato	<i>Matrice limosa-sabbiosa-argillosa con eventuali corpi arenacei, o scaglie di marna, inglobati in essa</i>
C		Flysch integro	<i>Alternanza di marne ed arenarie</i>

Litologia	Tetto	Letto	Spessore	γ	ϕ	c'	E	Cu
-----------	-------	-------	----------	----------	--------	------	---	----



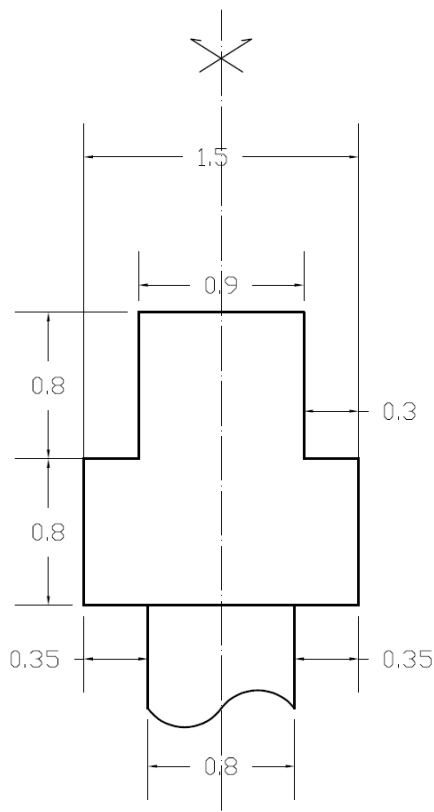
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[kPa]
A1	-17	-35	18	16-18	19-21	20-50	13-15	10-20
A2	-35	-48	13	16-18	20-22	55-75	13-15	30-40
B	-48	-51	3	23	35	0-20	100- 130	-
C	-51	23	32-34	270- 300	15.000- 20.000	-

Litologia	Tetto [m s.l.m.]	Letto [m s.l.m.]	Cr [-]	Cc [-]	e0 [-]	OCR [-]	G0 [MPa]	Vs [m/s]
A1	-17	-35	0,219- 0,229	0,385- 0,505	1,466- 1,705	1	37,9	148
A2	-35	-48	0,030- 0,132	0,150- 0,363	0,748- 1,136	1	114- 132,3	235- 255
B	-48	-51	-	-	-	-	-	-
C	-51	-	-	-	-	-	-

Litologia	Tetto [m s.l.m.m.]	Letto [m s.l.m.m.]	σ max uniassiale [MPa]
A1	-17	-35	-
A2	-35	-48	-
B	-48	-51	-
C	-51	10-40

7.2 Carichi agenti

L'analisi dei carichi risulta utile per determinare le sollecitazioni agenti alla testa del palo. Il carico verticale della gru ASC verrà incrementata del peso proprio della trave e del terreno gravante nelle parti a sbalzo, ipotizzando quindi di non avere il beneficio della capacità portante della fondazione superficiale.



Peso proprio

$$G_1 = \gamma_{cls} \times A = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.9 \text{ m}^2 = 47.5 \text{ kN/m}$$

Permanenti portati (Peso del terreno)

$$G_2 = (18 \times 0.8 \times 0.3) \times 2 = 8.64 \text{ kN/m}$$

Accidentali concentrati (Carico Verticale gru - V)

$$V = 1000 \text{ kN/m}$$

Accidentali concentrati (Carico Orizzontale gru - H)

$$H = 100 \text{ kN/m}$$

- Carichi verticali sul palo (interasse pali $i=2,5 \text{ m}$):

		SLE [kN]	γ_{SLU}	SLU [kN]
Peso proprio	$G_1=47.5 \times 2,5=$	<u>119</u>	1,3	155
Permanenti portati	$G_2=8.64 \times 2,5=$	<u>22</u>	1,3	29
Accidentali concentrati	$V=1000 \times 2,5=$	<u>2500</u>	1,5	3750
		2641		3934

- Carico orizzontale:



- $SLE \rightarrow H = 100 \times 2.5 \times 1 = 250 \text{ kN}$
- $SLU \rightarrow H = 100 \times 2.5 \times 1.5 = 375 \text{ kN}$

7.3 Verifiche

7.3.1 Capacità Portante

Il calcolo della portanza del palo tipo CFA, $d=800 \text{ mm}$ viene condotto secondo due metodi.

1° Metodo – Pali su Roccia

Secondo quanto riportato in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali" di H.G. Poulos, E.H. Davis, studi condotti su pali in roccia da Thorne (1977) evidenziano valori di pressioni ammissibili alla punta variabili da $0.3q_{um}$ a $4q_{um}$, essendo q_{um} il valore di resistenza alla compressione semplice.

Il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che assumere una portanza ammissibile alla punta pari a $0.3q_{um}$ sarebbe abbastanza prudente con coefficienti di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate a brevi intervalli, 12 o più per rocce integre.

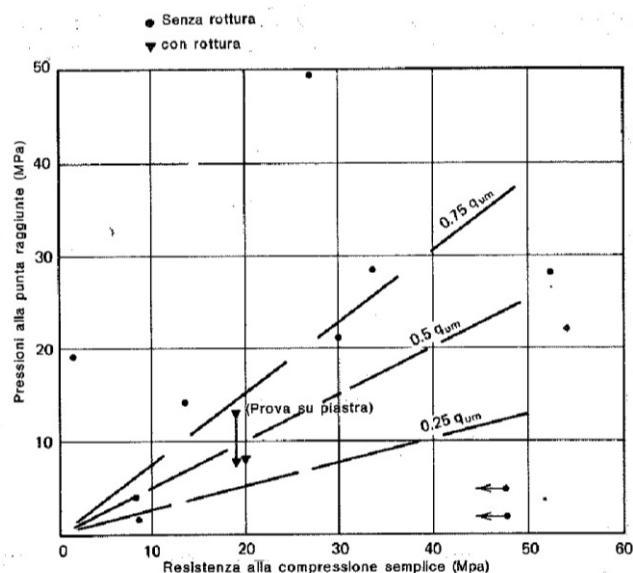


FIGURA 3.26 Pressioni alla punta raggiunte in prove in situ su pali in roccia (Thorne, 1977).

La resistenza limite di punta in condizione di rottura vale secondo gli studi di Thorne, per rocce fratturate: $Q_{punta}(\text{limite}) = 3 \times (0.3 \times q_{um}) \times A_{punta} = 3 \times (0.3 \times 22000) \times 0.502 = 9940 \text{ kN}$.

Trascurando a favore di sicurezza la resistenza per attrito laterale del palo, la portanza di progetto agli SLU (comb. A1+M1+R3) considerando 2 verticali indagate vale:

$$N_{d,res}(SLU) = 9940 / (1.65 \times 1.3) - [(W_{palo} - U_{punta}) \times 1.3] = 4634 - 511 = 4123 \text{ kN.}$$

Le pressioni agenti alla punta valgono allo SLE:

$$SLE: Q_p/A_p = 2641 \text{ kN} / 0.502 \text{ mq} = 5261 \text{ kPa} = 5.2 \text{ MPa}$$

In condizione di esercizio assumendo un valore medio di q_{um} pari a 21 MPa e un fattore moltiplicativo prudenziale per rocce fratturate pari a 0.3 si ottiene una pressione ammissibile alla punta del palo (teoria di Thorne) di:

$$q_{amm,punta} = 0.3 \times 22 = 6.6 \text{ MPa} > 5.2 \text{ MPa VERIFICA SODDISFATTA.}$$

2° Metodo – Pali su Roccia

Il secondo metodo consiste nel calcolare la portanza del palo considerando lo strato Flyschoido con il suo angolo di attrito e una coesione c' ridotta dei 2/3. Si riporta il calcolo di un palo di diametro 800 mm nel caso più sfavorevole ovvero considerando la verticale più verso mare.

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI NTC 2018												
1368 - MOLO VIII												
Pali trivellato - 800 mm												
Caratteristiche palo												
Tipo palo	PALO TRIVELLATO - 2											
Diametro Palo [m]	0.8											
Lunghezza Palo	43,000											
Area base [m ²]	0,502											
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0,0											
Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali												
N. tot.	2	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE			
ζ ₃	1,65	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4	1			
ζ ₄	1,65	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1			
Coefficienti parziali per le azioni (A)												
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE								
Permanenti	1,3	1	1	1								
Variabili	1,5	1,3	1	1								
Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)												
Parametri	M1	M2	SISMA	SLE								
Tangente dell'angolo di attrito (φ)	1	1,25	1	1								
Coesione efficace (c')	1	1,25	1	1								
Resistenza al taglio non drenata (Cu)	1	1,4	1	1								
Peso dell'unità di volume (γ)	1	1	1	1								
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)												
				PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
Resistenza		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE	
Punta	γ _b	1	1,7	1,35	1	1,45	1,15	1	1,7	1,35	2,5	
Laterale (compressione)	γ _S	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	2,5	
Totale (compressione)	γ _t	1	1,6	1,3	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	2,5	
Laterale in trazione	γ _{st}	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5	
Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)												
Calcolo Peso Palo												
W _{p,k}	325	(kN)		Valore Medio	Valore Minimo	Valore Medio/ζ ₃	Valore Medio/ζ ₄	R _d	W _p	R _{d,c} - W _p		
W _{p,kx1.3}	423	(kN)		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN		
SLE			SLE	3811	3811	3811	3811	3811	325	3485		
Approccio 1 - Combinazione 1			A1+M1+R1	9527	9527	5774	5774	5774	423	5351		
Approccio 1 - Combinazione 2			A2+M1+R2	5769	5769	3496	3496	3496	325	3171		
Approccio 2			A1+M1+R3	7266	7266	4404	4404	4404	423	3981		

N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FAIDA (>0)	γ Terreno [kN/m ³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	Contenit ^o [C]	PARAMETRI DRENATI							PARAMETRI NON DRENATI			Olim. LATERALE		Olim. PUNTA	
								φ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan(μφ)	N _q	Cu [kPa]	α (Cu)	N _c	Olim. Lat. Parametri drenati [kPa]	Olim. Lat. Parametri non drenati [kPa]	Olim. punta Parametri drenati [kN]	Olim. punta Parametri non drenati [kN]
1	H trave	GRANULARE	4,3	20,0	0,00	0,60	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00							
2	Pavimentazione	GRANULARE	4,3	19,0	0,60	1,80	0,80	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00							
3	Riempimento	COES.	4,3	19,0	1,80	20,38	0,80	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00							
4	A1 Limo Argilloso	COES.	4,3	16,0	20,38	36,74	0,80	0,00	20	55,0	0,00	0,7	0,4	0,13							
5	B Flysh Alterato	GRANULARE	4,3	23,0	36,74	40,84	0,80	0,00	35	15,0	0,00	0,4	0,7	0,46							
6	C Flysh	GRANULARE	4,3	23,0	40,84	43,60	0,80	0,00	32	270,0	0,60	0,5	0,6	0,36	12,0			1626	1626	7901	7901
																		1626	1626	7901	7901



La verifica risulta soddisfatta.

In seguito di mostra la verifica di capacità portante orizzontale secondo Broms:

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

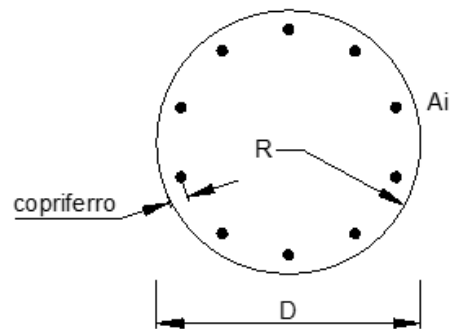
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c = 1,0$

$\alpha_{cc} = 0,85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,25$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

$\gamma_s = 1$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 450,0$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0,218\%$

$\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
23	φ 22	8743,05	50
0	φ 0	0,00	0
0	φ 0	0,00	0

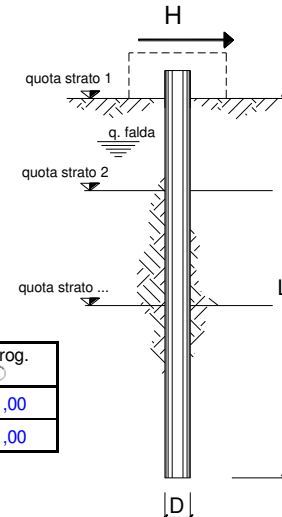
Momento di Plasticizzazione

M_y = 1617,1 (kN m)



opera **MOLO VIII palo D800**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_{cu}	γ_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 checked="" 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 type="radio"/>	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Riempimento	41,3	19	9	0	1,00	20	0	1,00	20
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	A1	23,4	16	6	0	1,00	20	0	1,00	20
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	B	7,1	23	13	35	3,69	0	35	3,69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	C	3	23	13	32	3,25	0	32	3,25	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	C	0,00	23	13	32	3,25	0	32	3,25	0
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **39,51** (m)
 Diametro del palo D **0,80** (m)
 Lunghezza del palo L **38,30** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **1617,10** (kNm)
 Step di calcolo **0,01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+f)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	807,1 (kN)		807,1 (kN)	
Palo intermedio	2798,7 (kN)		2798,7 (kN)	
Palo corto	15770,7 (kN)		15770,7 (kN)	
	H_{med} 807,1 (kN)	Palo lungo	H_{min} 807,1 (kN)	Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) \quad 489,16 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 376,28 \quad (\text{kN})$$

Carico Assiale Permanente (G): $G = 0$ (kN)

Carico Assiale variabile (Q): $Q = 250$ (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 375,00 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1,00$$



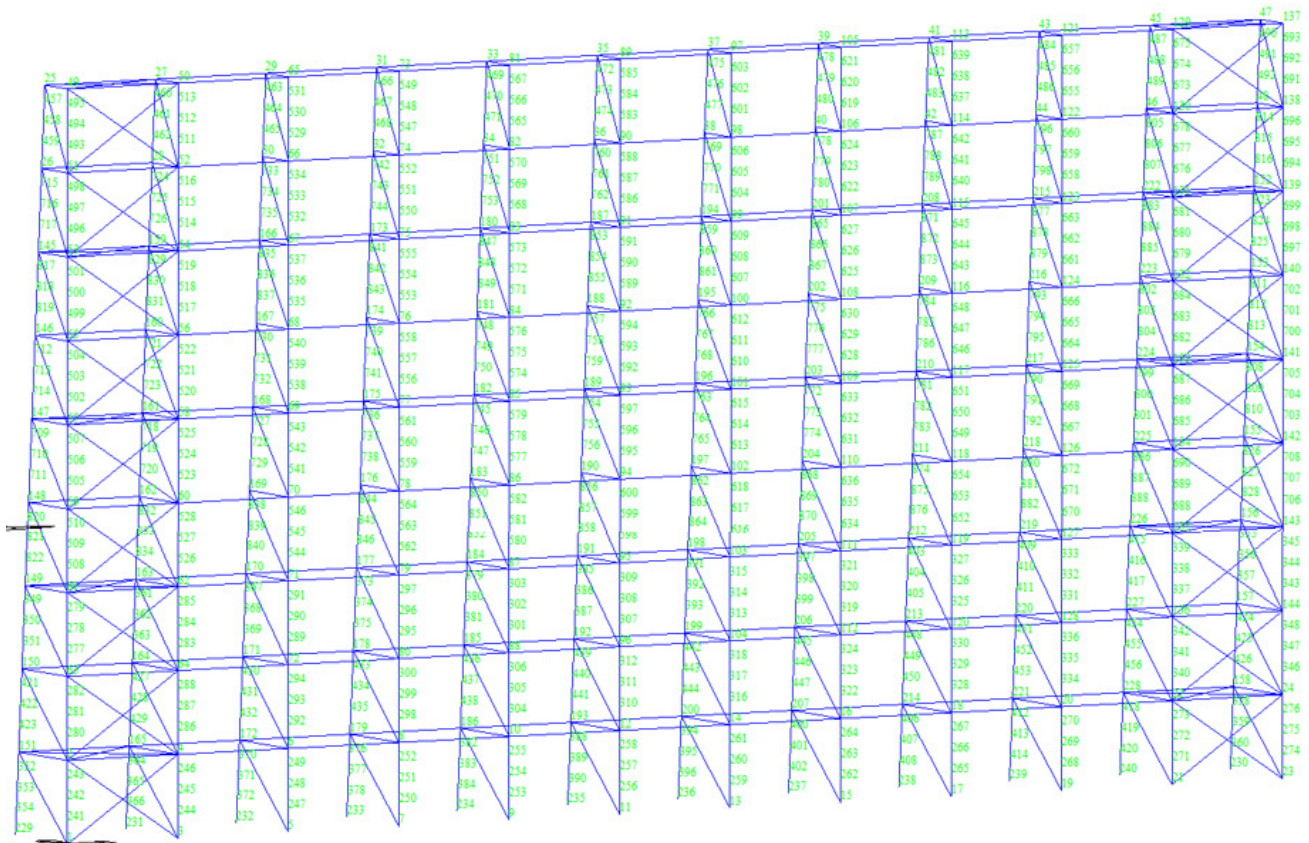
8 MURO FRANGIVENTO SU CASSA DI COLMATA

8.1 Configurazione strutturale

Nell'immagine che segue si illustra lo sviluppo strutturale della barriera frangivento modellata ad elementi beam. Dai risultati del modello strutturale si sono estratti gli scarichi sui nodi di base secondo le combinazioni SLU più gravose sia per le azioni verticali che per quelle orizzontali.

Successivamente sono state ridistribuite sulla palificata le cui caratteristiche verranno illustrate in seguito.

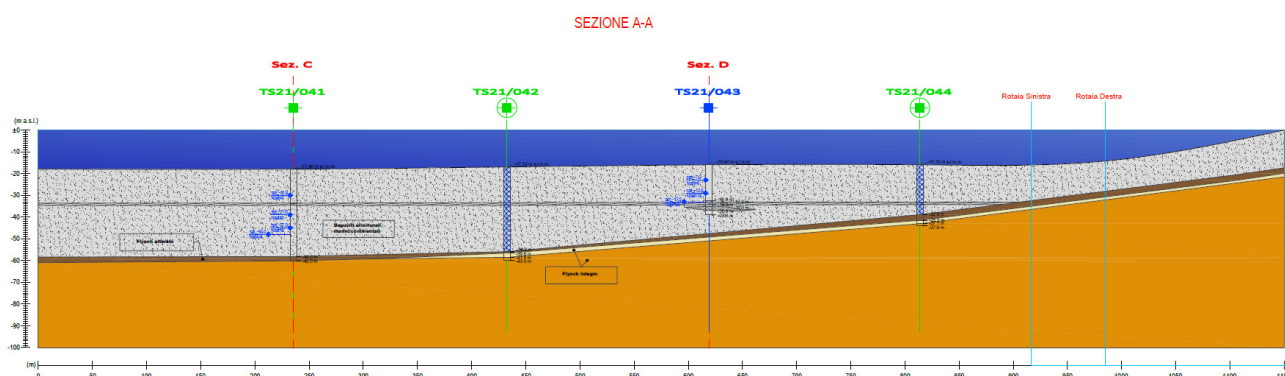
La struttura ha uno sviluppo longitudinale di 33 m per uno di 18 m in altezza, secondo moduli di 3 m x 2.5 m x 2 m per cui verrà ripetuta in modo modulare secondo lo sviluppo lineare ipotizzato in progetto.





8.2 Geotecnica di riferimento

In seguito si riporta la sezione a cui si fa riferimento per la definizione del modello geotecnico di riferimento:



Per la geotecnica di riferimento si rimanda alla relazione specifica in seguito si riportano i parametri desunti da quanto specificato.

Dall'analisi delle indagini eseguite nell'area in studio è possibile determinare il seguente modello geotecnico generale di riferimento per l'area a mare.

Gruppo	Sigla	Formazione	Descrizione
R		Riporto	
A	A1	Depositi alluvionali marini/continentali	<i>Limo argilloso a tratti debolmente sabbioso</i>
	A2		<i>Limo argilloso-sabbioso</i>
B		Flysch alterato	<i>Matrice limosa-sabbiosa-argillosa con eventuali corpi arenacei, o scaglie di marna, inglobati in essa</i>
C		Flysch integro	<i>Alternanza di marne ed arenarie</i>

Litologia	Tetto [m s.l.m.]	Letto [m s.l.m.]	Spessore [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	Cu [kPa]
A1	-17	-35	18	16-18	19-21	20-50	13-15	10-20
A2	-35	-48	13	16-18	20-22	55-75	13-15	30-40

Litologia	Tetto [m s.l.m.]	Letto [m s.l.m.]	Spessore [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	Cu [kPa]
B	-48	-51	3	23	35	0-20	100- 130	-
C	-51	23	32-34	270- 300	15.000- 20.000	-

Litologia	Tetto [m s.l.m.]	Letto [m s.l.m.]	Cr [-]	Cc [-]	e_0 [-]	OCR [-]	G_0 [MPa]	V_s [m/s]
A1	-17	-35	0,219- 0,229	0,385- 0,505	1,466- 1,705	1	37,9	148
A2	-35	-48	0,030- 0,132	0,150- 0,363	0,748- 1,136	1	114- 132,3	235- 255
B	-48	-51	-	-	-	-	-	-
C	-51	-	-	-	-	-	-

Litologia	Tetto [m s.l.m.m.]	Letto [m s.l.m.m.]	σ max uniassiale [MPa]
A1	-17	-35	-
A2	-35	-48	-
B	-48	-51	-
C	-51	10-40



8.3 Carichi agenti

8.3.1 Combinazioni SLU di calcolo

Dall'interrogazione del modello strutturale eseguito con il software FEM Midas si sono estratti gli scarichi per ogni nodo strutturale di base per le combinazioni di calcolo che seguono e da cui si sono desunti lo sforzo assiale N e i momenti M aventi braccio la distanza del lato dei controventi trasversali alla base, pari a 2,5 m

SLU5 (massima compressione)

Node	Load	x [m]	y [m]	z [m]	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1	SLU 5	0	0	0	146,953258	-46,430326	-214,99354
3	SLU 5	3	0	0	126,687844	-123,85378	-785,21727
5	SLU 5	6	0	0	-0,129823	-114,16757	-684,58909
7	SLU 5	9	0	0	-0,074423	-114,1672	-684,59411
9	SLU 5	12	0	0	-0,037712	-114,1672	-684,59411
11	SLU 5	15	0	0	-0,011451	-114,1672	-684,59411
13	SLU 5	18	0	0	0,011451	-114,1672	-684,59411
15	SLU 5	21	0	0	0,037712	-114,1672	-684,59411
17	SLU 5	24	0	0	0,074423	-114,1672	-684,59411
19	SLU 5	27	0	0	0,129823	-114,16757	-684,58909
21	SLU 5	30	0	0	-126,687844	-123,85378	-785,21727
23	SLU 5	33	0	0	-146,953258	-46,430326	-214,99354
229	SLU 5	0	2,5	0	1,509473	-40,256745	521,643036
230	SLU 5	33	2,5	0	-1,509473	-40,256745	521,643036
231	SLU 5	3	2,5	0	0,28181	-46,094153	597,863326
232	SLU 5	6	2,5	0	0,290486	-56,92243	740,263479
233	SLU 5	9	2,5	0	0,238751	-56,922801	740,268502
234	SLU 5	12	2,5	0	0,154461	-56,922802	740,268503
235	SLU 5	15	2,5	0	0,053233	-56,922802	740,268503
236	SLU 5	18	2,5	0	-0,053233	-56,922802	740,268503
237	SLU 5	21	2,5	0	-0,154461	-56,922802	740,268503
238	SLU 5	24	2,5	0	-0,238751	-56,922801	740,268502
239	SLU 5	27	2,5	0	-0,290486	-56,92243	740,263479
240	SLU 5	30	2,5	0	-0,28181	-46,094153	597,863326

SLU 5		
N	683,9	kN
F_trazione	7819,2	kN
F_complex	-7819,2	kN
Momento	19547,89	kN m



SLU7 (massima trazione)

Node	Load	x [m]	y [m]	z [m]	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1	SLU 7	0	0	0	-139,137276	48,396287	302,088636
3	SLU 7	3	0	0	-132,612506	126,548911	875,530649
5	SLU 7	6	0	0	0,096483	116,350686	767,28084
7	SLU 7	9	0	0	0,052018	116,350313	767,285893
9	SLU 7	12	0	0	0,024808	116,350313	767,285894
11	SLU 7	15	0	0	0,007237	116,350313	767,285894
13	SLU 7	18	0	0	-0,007237	116,350313	767,285894
15	SLU 7	21	0	0	-0,024808	116,350313	767,285894
17	SLU 7	24	0	0	-0,052018	116,350313	767,285893
19	SLU 7	27	0	0	-0,096483	116,350686	767,28084
21	SLU 7	30	0	0	132,612506	126,548911	875,530649
23	SLU 7	33	0	0	139,137276	48,396287	302,088636
229	SLU 7	0	2,5	0	-1,521552	38,004941	-492,05881
230	SLU 7	33	2,5	0	1,521552	38,004941	-492,05881
231	SLU 7	3	2,5	0	-0,263403	43,684862	-566,26493
232	SLU 7	6	2,5	0	-0,278662	54,739315	-711,60645
233	SLU 7	9	2,5	0	-0,231414	54,739688	-711,6115
234	SLU 7	12	2,5	0	-0,150466	54,739688	-711,6115
235	SLU 7	15	2,5	0	-0,051965	54,739688	-711,6115
236	SLU 7	18	2,5	0	0,051965	54,739688	-711,6115
237	SLU 7	21	2,5	0	0,150466	54,739688	-711,6115
238	SLU 7	24	2,5	0	0,231414	54,739688	-711,6115
239	SLU 7	27	2,5	0	0,278662	54,739315	-711,60645
240	SLU 7	30	2,5	0	0,263403	43,684862	-566,26493

SLU 7		
N	683,9	kN
F_trazione	8151,5	kN
F_compressione	-8151,5	kN
Momento	20378,8	kN m



SLU TRAZIONE

		x [m]	y [m]	z [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
1	SLU TRAZIONE	0	0	0	-43,6	-78,0	-506,9
3	SLU TRAZIONE	3	0	0	31,7	-93,7	-517,5
5	SLU TRAZIONE	6	0	0	0,1	-114,9	-696,2
7	SLU TRAZIONE	9	0	0	0,1	-114,9	-696,2
9	SLU TRAZIONE	12	0	0	0,1	-114,9	-696,2
11	SLU TRAZIONE	15	0	0	0,0	-114,9	-696,2
13	SLU TRAZIONE	18	0	0	0,0	-114,9	-696,2
15	SLU TRAZIONE	21	0	0	-0,1	-114,9	-696,2
17	SLU TRAZIONE	24	0	0	-0,1	-114,9	-696,2
19	SLU TRAZIONE	27	0	0	-0,1	-114,9	-696,2
21	SLU TRAZIONE	30	0	0	-31,7	-93,7	-517,5
23	SLU TRAZIONE	33	0	0	43,6	-78,0	-506,9
229	SLU TRAZIONE	0	2,5	0	0,4	-39,7	520,3
230	SLU TRAZIONE	33	2,5	0	-0,4	-39,7	520,3
231	SLU TRAZIONE	3	2,5	0	0,0	-45,2	591,2
232	SLU TRAZIONE	6	2,5	0	0,0	-56,2	736,5
233	SLU TRAZIONE	9	2,5	0	0,0	-56,2	736,6
234	SLU TRAZIONE	12	2,5	0	0,0	-56,2	736,6
235	SLU TRAZIONE	15	2,5	0	0,0	-56,2	736,6
236	SLU TRAZIONE	18	2,5	0	0,0	-56,2	736,6
237	SLU TRAZIONE	21	2,5	0	0,0	-56,2	736,6
238	SLU TRAZIONE	24	2,5	0	0,0	-56,2	736,6
239	SLU TRAZIONE	27	2,5	0	0,0	-56,2	736,5
240	SLU TRAZIONE	30	2,5	0	0,0	-45,2	591,2

SLU TRAZIONE		
N	497,3	kN
F_trazione	7866,9	kN
F_compressione	-7866,9	kN
Momento	19667,3	kN m



8.3.2 Combinazioni SLE di calcolo

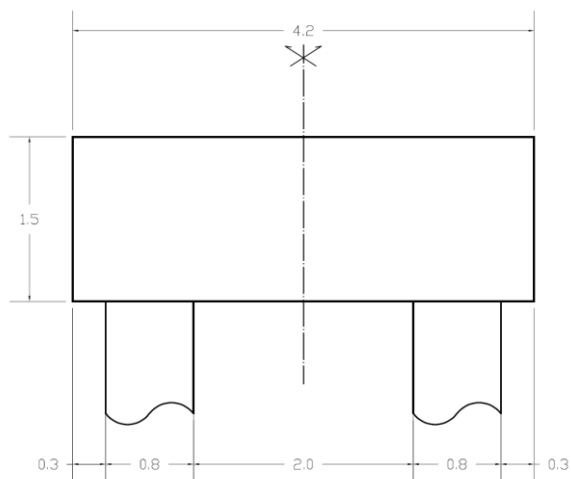
SLE

Node		x [m]	y [m]	z [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
1	SLE	0	0	0	182,4	-17,0	-16,2
3	SLE	3	0	0	126,9	-96,0	-645,3
5	SLE	6	0	0	-0,2	-75,8	-454,2
7	SLE	9	0	0	-0,1	-75,8	-454,2
9	SLE	12	0	0	-0,1	-75,8	-454,2
11	SLE	15	0	0	0,0	-75,8	-454,2
13	SLE	18	0	0	0,0	-75,8	-454,2
15	SLE	21	0	0	0,1	-75,8	-454,2
17	SLE	24	0	0	0,1	-75,8	-454,2
19	SLE	27	0	0	0,2	-75,8	-454,2
21	SLE	30	0	0	-126,9	-96,0	-645,3
23	SLE	33	0	0	-182,4	-17,0	-16,2
229	SLE	0	2,5	0	1,5	-27,0	347,8
230	SLE	33	2,5	0	-1,5	-27,0	347,8
231	SLE	3	2,5	0	0,3	-31,1	400,9
232	SLE	6	2,5	0	0,3	-38,2	494,6
233	SLE	9	2,5	0	0,3	-38,2	494,6
234	SLE	12	2,5	0	0,2	-38,2	494,6
235	SLE	15	2,5	0	0,1	-38,2	494,6
236	SLE	18	2,5	0	-0,1	-38,2	494,6
237	SLE	21	2,5	0	-0,2	-38,2	494,6
238	SLE	24	2,5	0	-0,3	-38,2	494,6
239	SLE	27	2,5	0	-0,3	-38,2	494,6
240	SLE	30	2,5	0	-0,3	-31,1	400,9

SLE		
N	497,3	kN
F_trazione	5205,1	kN
F_compressione	-5205,1	kN
Momento	25567	kN m

La risultante massima dell'azione orizzontale **Fy SLU** da utilizzare al fine delle verifiche di capacità portante orizzontale è pari a **1882 kN**

Al carico verticale si aggiunge il peso proprio della struttura calcolato come:



Peso proprio

$$G_1 = \gamma_{cls} \times A = 25 \text{ kN/m}^3 \times 6.3 \text{ m}^2 = 157.5 \text{ kN/m}$$

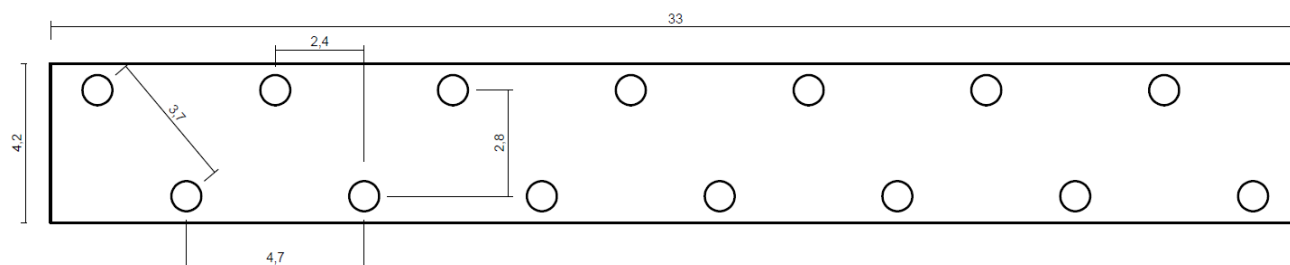
$$N_{\text{peso_proprio}} = 157.5 \text{ kN/m} \times 33 \text{ m} \times 1.3 = 6757 \text{ kN}$$

8.3.3 Disposizione dei pali e sollecitazione massima sul singolo palo

In seguito si mostra la dimensione e la disposizione dei pali (D800) e della fondazione in testa al palo. Si fa presente che tale fondazione è da ripetere modularmente al prolungamento della struttura in elevazione.

Tuttavia si mantengono le seguenti misure:

- Distanza dai bordi rispetto alla struttura in elevazione: 0.6 m
- Interasse longitudinale tra i pali sullo stesso corrente: 4.7 m
- Interasse longitudinale tra pali su correnti differenti: 2.4 m
- Interasse trasversale tra pali: 2.8 m
- Distanza tra il bordo longitudinale e trasversale dal confine del palo: 0.3-0.6 cm



Nelle tabelle che seguono si mostrano le sollecitazioni concentrate al centro della trave su pali la quale assolve funzione di ripartizione delle azioni provenienti dalla sovrastruttura :



Condizione SLU7

Sollecitazioni	N [kN]	Mz [kN m]	Braccio [m]	n_pali	ez [m]	ey [m]	Combinazione			
		-7441	20378,8	1,4	14	0	-2,7	SLU 7		
PALO	y [m]	z [m]	y^2 [m2]	z^2 [m2]	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]		
1	-1,4	-1,25	1,96	1,6	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
2	1,4	-3,75	1,96	14,1	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
3	-1,4	-6,25	1,96	39,1	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
4	1,4	-8,75	1,96	76,6	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
5	-1,4	-11,25	1,96	126,6	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
6	1,4	-13,75	1,96	189,1	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
7	-1,4	-16,25	1,96	264,1	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
8	1,4	1,25	1,96	1,6	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
9	-1,4	3,75	1,96	14,1	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
10	1,4	6,25	1,96	39,1	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
11	-1,4	8,75	1,96	76,6	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
12	1,4	11,25	1,96	126,6	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
13	-1,4	13,75	1,96	189,1	-531,5	0,0	-1039,7	-1571,2		
14	1,4	16,25	1,96	264,1	-531,5	0,0	1039,7	508,2		
Q_i_MINIMO	-1571,2 kN									
Q_i_MASSIMO	508,2 kN									

Condizione SLU5

Sollecitazioni	N [kN]	Mz [kN m]	Braccio [m]	n_pali	ez [m]	ey [m]	Combinazione			
		-7441	19548,0	1,4	14	0	-2,6	SLU 5		
PALO	y [m]	z [m]	y^2 [m2]	z^2 [m2]	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]		
1	-1,4	-1,25	1,96	1,6	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
2	1,4	-3,75	1,96	14,1	-531,5	0,0	997,3	465,8		
3	-1,4	-6,25	1,96	39,1	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
4	1,4	-8,75	1,96	76,6	-531,5	0,0	997,3	465,8		
5	-1,4	-11,25	1,96	126,6	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
6	1,4	-13,75	1,96	189,1	-531,5	0,0	997,3	465,8		
7	-1,4	-16,25	1,96	264,1	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
8	1,4	1,25	1,96	1,6	-531,5	0,0	997,3	465,8		
9	-1,4	3,75	1,96	14,1	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
10	1,4	6,25	1,96	39,1	-531,5	0,0	997,3	465,8		
11	-1,4	8,75	1,96	76,6	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
12	1,4	11,25	1,96	126,6	-531,5	0,0	997,3	465,8		
13	-1,4	13,75	1,96	189,1	-531,5	0,0	-997,3	-1528,8		
14	1,4	16,25	1,96	264,1	-531,5	0,0	997,3	465,8		
Q_i_MINIMO	-1528,8 kN									
Q_i_MASSIMO	465,8 kN									

Condizione SLU TRAZIONE



Sollecitazioni	N [kN]	Mz [kN m]	Braccio [m]	n_pali	ez [m]	ey [m]	Combinazione		
	-5695,3	25567,0	1,4	14	0	-4,5	SLU TRAZIONE		
PALO	y [m]	z [m]	y^2 [m2]	z^2 [m2]	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	-1,4	-1,25	1,96	1,6	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
2	1,4	-3,75	1,96	14,1	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
3	-1,4	-6,25	1,96	39,1	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
4	1,4	-8,75	1,96	76,6	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
5	-1,4	-11,25	1,96	126,6	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
6	1,4	-13,75	1,96	189,1	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
7	-1,4	-16,25	1,96	264,1	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
8	1,4	1,25	1,96	1,6	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
9	-1,4	3,75	1,96	14,1	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
10	1,4	6,25	1,96	39,1	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
11	-1,4	8,75	1,96	76,6	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
12	1,4	11,25	1,96	126,6	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
13	-1,4	13,75	1,96	189,1	-406,8	0,0	-1304,4	-1711,2	
14	1,4	16,25	1,96	264,1	-406,8	0,0	1304,4	897,6	
Q_i_MINIMO	-1711,2 kN								
Q_i_MASSIMO	897,6 kN								

Per la verifica di capacità portante alla Broms, si divide la massima azione trasversale Fy per il numero di pali inserito: $1882 \text{ kN} / 14 = 134.4 \text{ kN}$

Condizione SLE

Sollecitazioni	N [kN]	Mz [kN m]	Braccio [m]	n_pali	ez [m]	ey [m]	Combinazione		
	-5694,8	13013,0	1,4	14	0	-2,3	SLE		
PALO	y [m]	z [m]	y^2 [m2]	z^2 [m2]	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	-1,4	-1,25	1,96	1,6	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
2	1,4	-3,75	1,96	14,1	-406,8	0,0	663,9	257,2	
3	-1,4	-6,25	1,96	39,1	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
4	1,4	-8,75	1,96	76,6	-406,8	0,0	663,9	257,2	
5	-1,4	-11,25	1,96	126,6	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
6	1,4	-13,75	1,96	189,1	-406,8	0,0	663,9	257,2	
7	-1,4	-16,25	1,96	264,1	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
8	1,4	1,25	1,96	1,6	-406,8	0,0	663,9	257,2	
9	-1,4	3,75	1,96	14,1	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
10	1,4	6,25	1,96	39,1	-406,8	0,0	663,9	257,2	
11	-1,4	8,75	1,96	76,6	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
12	1,4	11,25	1,96	126,6	-406,8	0,0	663,9	257,2	
13	-1,4	13,75	1,96	189,1	-406,8	0,0	-663,9	-1070,7	
14	1,4	16,25	1,96	264,1	-406,8	0,0	663,9	257,2	
Q_i_MINIMO	-1070,7 kN								
Q_i_MASSIMO	257,2 kN								

8.4 Verifiche

8.4.1 Capacità Portante

Il calcolo della portanza del palo tipo CFA, d=800 mm viene condotto secondo due metodi.

1° Metodo (Compressione) – Pali su Roccia

Secondo quanto riportato in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali" di H.G. Poulos, E.H. Davis, studi condotti su pali in roccia da Thorne (1977) evidenziano valori di pressioni ammissibili



alla punta variabili da $0.3q_{um}$ a $4q_{um}$, essendo q_{um} il valore di resistenza alla compressione semplice.

Il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che assumere una portanza ammissibile alla punta pari a $0.3q_{um}$ sarebbe abbastanza prudentiale con coefficienti di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate a brevi intervalli, 12 o più per rocce integre.

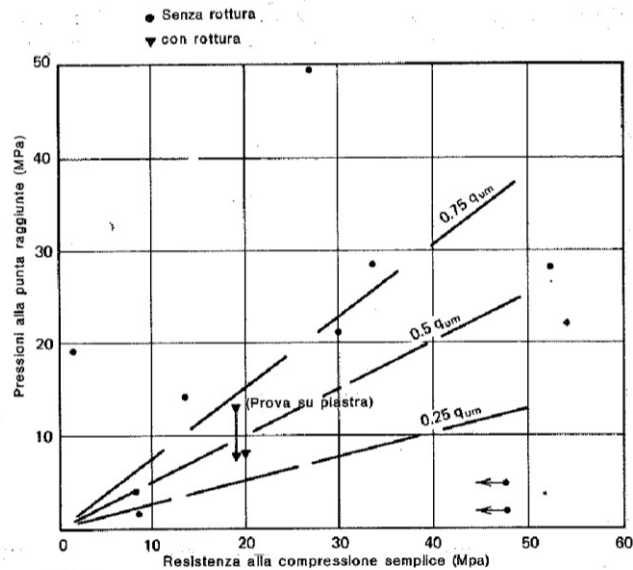


FIGURA 3.26 Pressioni alla punta raggiunte in prove in situ su pali in roccia (Thorne, 1977).

La resistenza limite di punta in condizione di rottura vale secondo gli studi di Thorne, per rocce fratturate: $Q_{punta}(\text{limite}) = 3 \times (0.3 \times q_{um}) \times A_{punta} = 3 \times (0.3 \times 21000) \times 0.502 = 9488 \text{ kN}$.

Trascurando a favore di sicurezza la resistenza per attrito laterale del palo, la portanza di progetto agli SLU (comb. A1+M1+R3) considerando 2 verticali indagate vale:

$$N_{d,res}(\text{SLU}) = 9940 / (1.65 \times 1.3) - [(W_{palo} - U_{punta}) \times 1.3] = \mathbf{4634 - 511 = 4123 \text{ kN}}$$

Le pressioni agenti alla punta valgono allo SLE:

$$\text{SLE: } Q_p / A_p = 1070 \text{ kN} / 0.502 \text{ mq} = 2131 \text{ kPa} = 2.1 \text{ Mpa}$$

In condizione di esercizio assumendo un valore medio di q_{um} pari a 21 MPa e un fattore moltiplicativo prudentiale per rocce fratturate pari a 0.3 si ottiene una pressione ammissibile alla punta del palo (teoria di Thorne) di:

$$q_{amm,punta} = 0.3 \times 22 = 6.6 \text{ MPa} > 2.1 \text{ MPa VERIFICA SODDISFATTA.}$$

2° Metodo (Compressione) – Pali su Roccia

Il secondo metodo consiste nel calcolare la portanza del palo considerando lo strato Flyschoides con il suo angolo di attrito e una coesione c' ridotta dei 2/3. Si riporta il calcolo di un palo di diametro 800 mm nel caso più sfavorevole ovvero considerando la verticale più verso mare.



PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI NTC 2018

1368 - MOLO VIII

Pali trivellato - 800 mm

Caratteristiche palo	
Tipo palo	PALO TRIVELLATO - 2
Diametro Palo [m]	0,8
Lunghezza Palo	43,000
Area base [m ²]	0,502
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0,0

Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali									
N. tot.	2	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE
ζ ₃	1,65	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4	1
ζ ₄	1,65	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1

Coefficienti parziali per le azioni (A)				
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE
Permanenti	1,3	1	1	1
Variabili	1,5	1,3	1	1

Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)				
Parametri	M1	M2	SISMA	SLE
Tangente dell'angolo di attrito (φ)	1	1,25	1	1
Coesione efficace (c')	1	1,25	1	1
Resistenza al taglio non drenata (Cu)	1	1,4	1	1
Peso dell'unità di volume (γ)	1	1	1	1

Coefficienti parziali γ _R su resistenze caratteristiche (R)				PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA				
Resistenza		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE
Punta	γ _b	1	1,7	1,35	1	1,45	1,15	1	1,7	1,35	1	1,6	1,3	2,5
Laterale (compressione)	γ _S	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	2,5
Totale (compressione)	γ _T	1	1,6	1,3	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	1	1,55	1,25	2,5
Laterale in trazione	γ _{St}	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5

Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)

Calcolo Peso Palo

Wp,k	325	(kN)	Valore Medio	Valore Minimo	Valore Medio/ζ ₃	Valore Medio/ζ ₄	Rd	Wp	Rd,c - Wp	
Wp,kx1.3	423	(kN)	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
SLE			3811	3811	3811	3811	3811	325	3485	
Approccio 1 - Combinazione 1			A1+M1+R1	9527	9527	5774	5774	423	5351	
Approccio 1 - Combinazione 2			A2+M1+R2	5769	5769	3496	3496	325	3171	
Approccio 2			A1+M1+R3	7266	7266	4404	4404	4404	423	3981

N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FALDA (±0)	γ Terreno [kN/m ³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	Conc. [C]	PARAMETRI DRENATI						PARAMETRI NON DRENATI			Olim. LATERALE		Olim. PUNTA		
								φ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan (μφ)	Nq	Cu [kPa]	α (Cu)	Nc	Olim. Lat. Parametri drenati [kPa]	Olim. Lat. Parametri non drenati [kPa]	Olim. punta Parametri drenati [kN]	Olim. punta Parametri non drenati [kN]
1	H trave	GRANULARE	4,3	20,0	0,00	0,60	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00							
2	Pavimentazione	GRANULARE	4,3	19,0	0,60	1,80	0,80	0,00	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00							
3	Riempimento	COES.	4,3	19,0	1,80	20,38	0,80	0,00	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00							
4	A1 Limo Argilloso	COES.	4,3	16,0	20,38	36,74	0,80	0,00	20	55,0	0,00	0,7	0,4	0,13							
5	B Flysh Alterato	GRANULARE	4,3	23,0	36,74	40,54	0,80	0,00	35	15,0	0,00	0,4	0,7	0,46							
6	C Flysh	GRANULARE	4,3	23,0	40,84	43,60	0,80	0,00	32	270,0	0,60	0,5	0,6	0,36	12,0			1626	1626	7901	7901
																		1626	1626	7901	7901

La verifica a compressione risulta soddisfatta.



Verifica a trazione

Per la verifica a trazione del palo si considera la coesione non drenata del palo dello strato A1, coesivo, mentre non sono considerati reagenti gli strati superiori. I terreni tipo flysh sottostanti sono stati consideranti come materiale incoerente con una coesione nulla.

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI NTC 2018

1368 - MOLO VIII
Pali trivellato - 800 mm

Caratteristiche palo	PALE TRIVELLATO - 2
Tipo palo	PALE TRIVELLATO - 2
Diametro Palo [m]	0,8
Lunghezza Palo	43,000
Area base [m ²]	0,502
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0,0

Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali									
N. tot.	2	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE
ζ ₃	1,65	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4	1
ζ ₄	1,65	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1

Coefficienti parziali per le azioni (A)				
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE
Permanenti	1,3	1	1	1
Variabili	1,5	1,3	1	1

Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)					
Parametri	M1	M2	SISMA	SLE	
Tangente dell'angolo di attrito (φ)	1	1,25	1	1	
Coesione efficace (c')	1	1,25	1	1	
Resistenza al taglio non drenata (Cu)	1	1,4	1	1	
Peso dell'unità di volume (γ)	1	1	1	1	

Coefficienti parziali γ _R su resistenze caratteristiche (R)				PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA				
Resistenza		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE
Punta	γ _b	1	1,7	1,35	1	1,45	1,15	1	1,7	1,35	1	1,6	1,3	2,5
Laterale (compressione)	γ _s	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	2,5
Totale (compressione)	γ _t	1	1,6	1,3	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	1	1,55	1,25	2,5
Laterale in trazione	γ _{st}	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5

Resistenza a Trazione (Tabella riassuntiva)

Calcolo Peso Palo

Wp,k	325 (kN)	Valore Medio	Valore Minimo	Valore Medio/ζ ₃	Valore Medio/ζ ₄	Rd	Wp	Rd,t - Wp
Wp,k x 1	325 (kN)	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Approccio 2	A1+M1+R3	1505	1505	912	912	912	325	1237

N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FALDA (>0)	PARAMETRI DRENATI										PARAMETRI NON DRENATI				
			γ Terreno [kN/m ³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	Concizia' [°]	φ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan (μφ)	Nq	Cu [kPa]	α (Cu)	Nc
1	H trave	GRANULARE	4,3	20,0	0,00	0,60	0,00	0,00	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00			0,70
2	Pavimentazione	GRANULARE	4,3	19,0	0,60	1,80	0,80	0,00	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00			0,70
3	Riempimento	COES.	4,3	19,0	1,80	20,38	0,80	0,00	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00			0,70
4	A1 Limo Argilloso	COES.	4,3	16,0	20,38	36,74	0,80	0,00	20	55,0	0,00	0,7	0,4	0,13		20	0,70
5	B Flysh Alterato	GRANULARE	4,3	23,0	36,74	40,84	0,80	0,00	35	15,0	0,00	0,4	0,7	0,46			
6	C Flysh	GRANULARE	4,3	23,0	40,84	43,60	0,80	0,00	32	270,0	0,00	0,4	0,6	0,36	12,0		

Qlim. LATERALE

Qlim. Lat. Parametri drenati [kPa]	Qlim. Lat. Parametri non drenati [kPa]
0	0
0	0
0	0
1242	575
878	878
428	428
2548	1881



Effetto Gruppo		
diametro palo	d	0,8
interasse pali	i	2,4
n. righe	m	6
n. colonne	n	2
	E	0,73

Con una resistenza a trazione di calcolo pari a 1237 kN con un rendimento del 73% diventa pari a 929 kN le verifiche SLU a trazione risultano soddisfatte.

In seguito di mostra la verifica di capacità portante orizzontale secondo Broms che risulta soddisfatta:

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

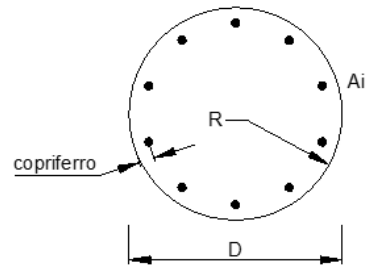
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c = 1,0$

$\alpha_{cc} = 0,85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,25$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

$\gamma_s = 1$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 450,0$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0,218\%$

$\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
23	22	8743,05	50
0	0	0,00	0
0	0	0,00	0

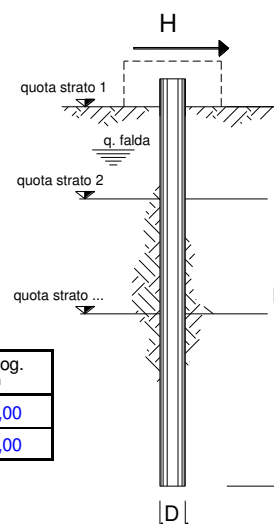
Momento di Plasticizzazione

M_y = 1617,1 (kN m)



opera **MOLO VIII palo D800**

coefficienti parziali			A		M		R
			permanenti	variabili	γ_G	γ_Q	γ_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 checked="" 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			1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Riempimento	41,3	19	9	0	1,00	20	0	1,00	20
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	A1	23,4	16	6	0	1,00	20	0	1,00	20
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	B	7,1	23	13	35	3,69	0	35	3,69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	C	3	23	13	32	3,25	0	32	3,25	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	C	0,00	23	13	32	3,25	0	32	3,25	0
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **39,51** (m)
 Diametro del palo D **0,80** (m)
 Lunghezza del palo L **38,30** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **1617,10** (kNm)
 Step di calcolo **0,01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+f)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	807,1 (kN)		807,1 (kN)	
Palo intermedio	2798,7 (kN)		2798,7 (kN)	
Palo corto	15770,7 (kN)		15770,7 (kN)	
H_{med}	807,1 (kN)	Palo lungo	H_{min}	807,1 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) \quad 489,16 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 376,28 \quad (\text{kN})$$



9 TORRI FARO

9.1 *Configurazione strutturale*

Le verifiche che seguono sono riferite all'installazione della torre faro fondata su plinto.

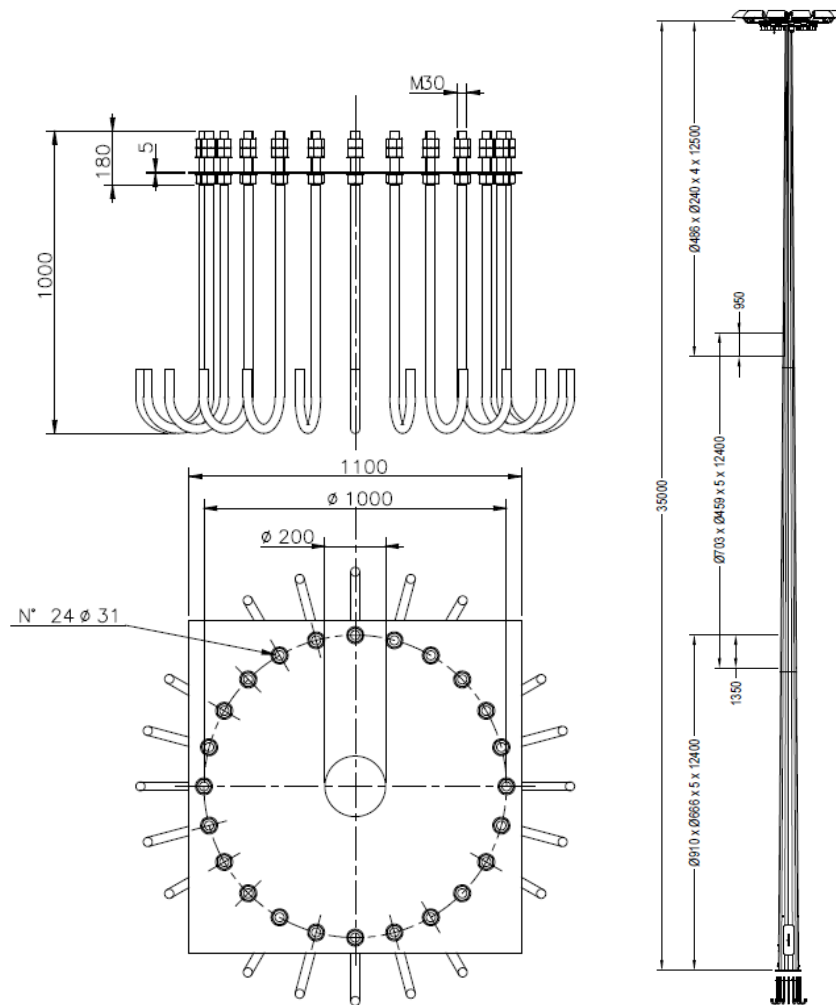



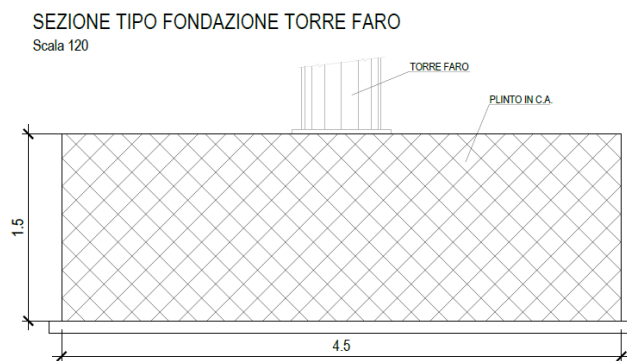
Figura 4 - Dettagli geometrici della struttura torre faro

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>	<p>Pag. 56 di 88</p>
---	---	----------------------

9.2 Carichi agenti

9.2.1 Combinazioni SLU di calcolo

Si illustrano in seguito le sollecitazioni con cui si verifica la fondazione su Plinto che si riporta in immagine con la sua geometria BxH pari a 4,5 m x 1,5 m:



SLU

Combinazione 1

Le sollecitazioni SLU di calcolo sono così definite:

Azione Assiale: $N_d = 42,9 \text{ kN}$

Azione Orizzontale (statica): $V_d = 39,3 \text{ kN}$

Momento: $M_d = 983,7 \text{ kN m}$

SLV

Combinazione 2 (sisma)

Azione Assiale: $N_d = 33 \text{ kN}$

Azione: $V_d = 13,3 \text{ kN}$

Momento: $M_d = 342 \text{ kN m}$

9.3 Verifiche

9.3.1 Capacità Portante

Il calcolo della portanza del plinto viene condotto considerando un angolo di attrito della fondazione pari a 20°

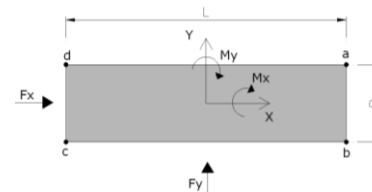
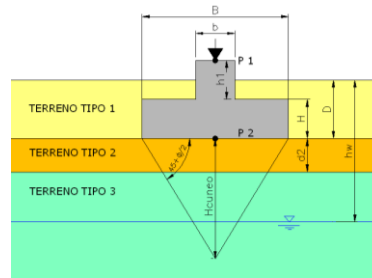


VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (D.M. 17-01-2018)

PROGETTO MOLO VIII
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1368
DATA
DESCRIZIONE Plinto di fondazione torre faro

GEOMETRIA FONDAZIONE

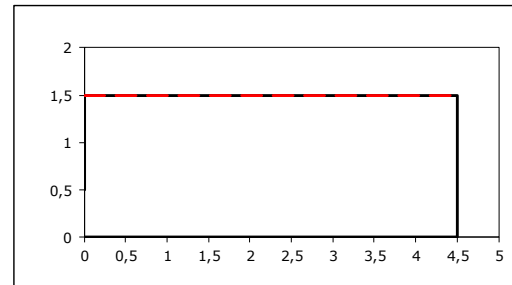
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	4,5	m
B (lato minore fondazione)	4,5	m
H (altezza fondazione)	0,5	m
I (lato maggiore dado)	4,5	m
b (lato minore dado)	4,5	m
h1 (altezza dado)	1	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1,5	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
Punto Applicazione forze esterne	1	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	1,5	m
Volume cls fondazione	30	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	759	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	759	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.		
hw (quota falda da p.c. >0)	4,3	m
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19,0	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d₂ (spessore strato)	100	m
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	20	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	2308	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	0	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	0	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	0	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H_{umeo}	3,2	m
$\phi_{k,eq}$	20	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc
G	2308	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	\Rightarrow
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_r	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
FATTORI SISMICI	2	
(1) SI	NO	
(2) NO		
VERIFICA IN DIREZIONE	2	
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	L	
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)		

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE			
$\phi_{k,eq}$	20	°	
$c'_{k,eq}$	0	kPa	
$C_{u,k,eq}$	0	kPa	
D · γ	28,5	kPa	contributo peso stabilizzante
γ	17,7	kN/mc	contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:			
(1) D.M. 17/01/2018			
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	120	38	SI
(4) A1+M1+R3	132	123	SI
(5) SISMA	147	63	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen



Relazione di calcolo delle fondazioni

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO MOLO VIII
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1368
DATA
DESCRIZIONE Plinto di fondazione torre faro
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3 **OK**

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
 (1) D.M. 17/01/2018
 (2) EUROCODE 7

D.M.14/01/2008

COMBINAZIONE **4**

EC7

- . (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- . (2) A1+M1+R1 Appoggio 1 comb. 1
- . (3) A2+M2+R2 Appoggio 1 comb. 2
- X** (4) A1+M1+R3 Appoggio 2
- . (5) SISMA
- . (11) A1+M1+R1 Appoggio 1 comb. 1
- . (12) A2+M2+R1 Appoggio 1 comb. 2
- . (13) A1+M1+R2 Appoggio 2
- . (14) A1+M2+R3 Appoggio 3
- . (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1,3	1,3	1,3	1	1,35	1	1	1
Permanenti strutturali	1,3	1,3	1,3	1	1,35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1,5	1,5	1,3	1	1,35	1	1	1
Variabili	1,5	1,5	1,3	1	1,5	1,3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
	tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
	Capacità portante	2,3	3	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1
Scorrimento	1,1	1,5	1,1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 759
 p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 987
 N_g [kN] 43
 F_{y,d} [kN] 39
 M_{x,d} [kNm] 984
 F_{x,d} [kN] 0
 M_{y,d} [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 1.030
 F_{y,tot} [kN] 39
 M_{x,tot} [kNm] 1042,5
 F_{x,tot} [kN] 0
 M_{y,tot} [kNm] 0
 ex = M_x / N_{tot} (lungo lato B) 1,01
 PARZIALIZZATA 0,75
 ey = M_y / N_{tot} (lungo lato L) 0,00
 REAGENTE 0,75

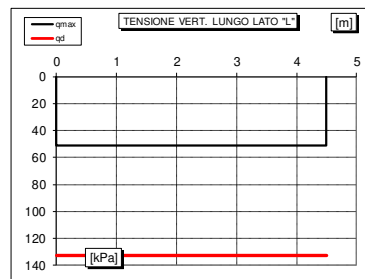
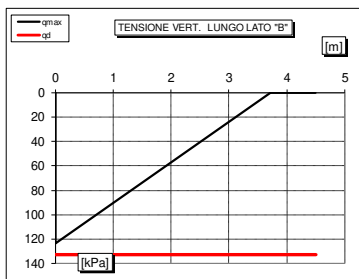
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
F _y [kN]	0	0
M _x [kNm]	0	0
F _x [kN]	0	0
M _y [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	43
F _y [kN]	39
M _x [kNm]	984
F _x [kN]	0
M _y [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI

φ _{u,eq} (angolo di attrito) [°]	20
c' _{u,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
c _{u,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO

φ _d (angolo di attrito) [°]	20
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
c _d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE

Nc PRANDTL (1921)	14,84
Nq PRANDTL (1921)	6,40
Nγ	2,95

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 2 L
FATTORI SISMICI 2 NO
PUNZONAMENTO
 Ir (indice di rigidezza) 95 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
 Icr (indice critico) 29

FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{s,c} i_d d b g_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_q d_q b_q g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1,24	Sq	1,20	Sy	0,78
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	1,00	Iq	1,00	Iy	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1,13	Dq	1,16	Dy	1,00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1,00	Bq	1,00	By	1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1,00	Gq	1,00	Gy	1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	1,00	Zq	1,00	Zy	1,00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	ψc	1,00	ψq	1,00	ψy	1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q _{ult} (A+B+C)	305 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	254	q _d (q _{ult} /Fs)	132 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	50	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	3.394 kN
		Q _d (Q _{ult} /Fs)	1.476 kN

q_d (Q_{ult}/Fs) = 132 kPa > q_{max} = 123 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/Fs) = 17 kPa > τ_{max} = 2 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

Figura 5 - Capacità portante plinto condizione 1 (SLU)

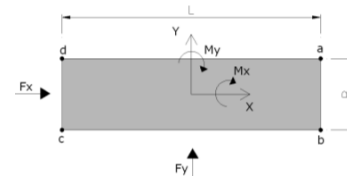
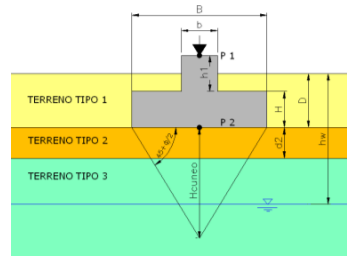


VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (D.M. 17-01-2018)

PROGETTO Molo VIII
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1368
DATA
DESCRIZIONE Plinto torre faro

GEOMETRIA FONDAZIONE

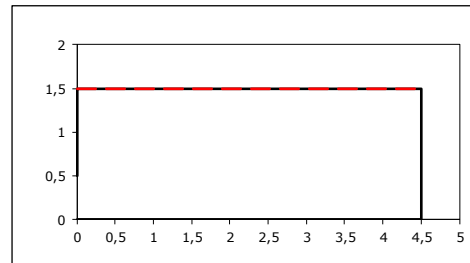
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	4,5	m
B (lato minore fondazione)	4,5	m
H (altezza fondazione)	0,5	m
I (lato maggiore dado)	4,5	m
b (lato minore dado)	4,5	m
h1 (altezza dado)	1	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1,5	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0,17	
S (coeff. stratigrafico)	0,9	
Punto Applicazione forze esterne	1	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	1,5	m
Volume cls fondazione	30	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	759	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	759	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.	4,3	m
hw (quota falda da p.c. > 0)		
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19,0	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_2 (spessore strato)	100	m
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	23	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$c_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	2308	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	0	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$c_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	0	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	0	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

$H_{c,unso}$	3,4	m
$\phi_{k,eq}$	23	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$c_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc
G	2308	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	\Rightarrow
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_{γ}	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
FATTORI SISMICI	1	
(1) SI	SI	
(2) NO		
VERIFICA IN DIREZIONE	2	
(1) Y (Momento Mxx e forza Fy // B)	L	
(2) X (Momento Myy e forza Fx // L)		

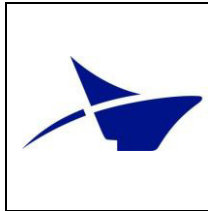
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi_{k,eq}$	23	°	
$c'_{k,eq}$	0	kPa	
$c_{u,k,eq}$	0	kPa	
$D \cdot \gamma$	28,5	kPa	contributo peso stabilizzante
γ	17,2	kN/mc	contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018			
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(5) SISMA	199	62	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen



Relazione di calcolo delle fondazioni

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO	Molo VIII	
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto preliminare	(5) SISMA
J.N.	1368	
DATA		
DESCRIZIONE	Plinto torre faro	
NORMATIVA	(1) D.M. 17/01/2018	
COMBINAZIONE	(5) SISMA	OK

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008	<ul style="list-style-type: none"> . (1) SLE - RARA . (2) A1+M1+R1 . (3) A2+M2+R2 . (4) A1+M1+R3 . X (5) SISMA 	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 17/01/2018				Approccio 1 comb. 1
(2) EUROCODE 7				Approccio 1 comb. 2
COMBINAZIONE	5	EC7	<ul style="list-style-type: none"> . (11) A1+M1+R1 . (12) A2+M2+R1 . (13) A1+M1+R2 . (14) A1+M2+R3 . (15) SISMA 	Approccio 2
				Approccio 1 comb. 1
				Approccio 1 comb. 2
				Approccio 2
				Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1,3	1	1		1,35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1,3	1	1		1,35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1,5	1,3	1		1,35	1	1	
Variabili	1	1,5	1,3	1		1,5	1,3	1	

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
	tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
	Capacità portante	2,3	1	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1
Scorrimento	1,1	1,5	1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

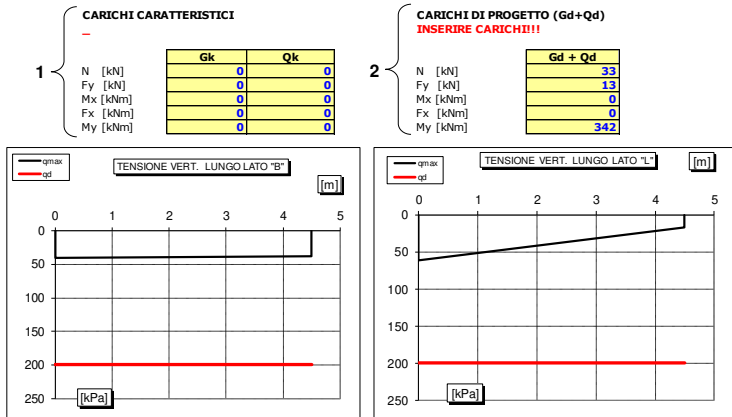
INSERIMENTO CARICHI
 (1) CARICHI CARATTERISTICI
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN]	759
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN]	759
N _d [kN]	33
Fy _d [kN]	13
Mx _d [kNm]	0
Fx _d [kN]	0
My _d [kNm]	342

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot} [kN]	792
Fy _{tot} [kN]	13,1
Mx _{tot} [kNm]	19,65
Fx _{tot} [kN]	0
My _{tot} [kNm]	341,8
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)	0,02
REAGENTE	0,75
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)	0,43
REAGENTE	0,75



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	23
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
Cu _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
φ _d (angolo di attrito) [°]	23
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu _d (coesione non drenata) [kPa]	0
FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	18,06
Nq PRANDTL (1921)	6,67
Nγ	4,89

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	2	L
FATTORI SISMICI	1	SI
PUNZONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	84	⇒ Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico)	37	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = cN_{s,c}i_c d_b g_c z_c \Psi_c + qN_{s,q}i_q d_b g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_{\gamma} d_b g_{\gamma} z_{\gamma} \Psi_{\gamma}$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1,59	Sq	1,52	Sy	0,51
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	1,00	Iq	1,00	Iy	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	dc	1,13	Dq	1,17	Dy	1,00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	bc	1,00	Bq	1,00	By	1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	gc	1,00	Gq	1,00	Gy	1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	0,95	Zq	0,86	Zy	0,86
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1,00	Ψq	1,00	Ψy	1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	458 kPa	
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	377		q _d (q _{ult} /FS)	199 kPa	
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	82		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	7.419 kN	
			Q _d (Q _{ult} /FS)	3.226 kN	
q_d (q_{ult}/FS)	= 199 kPa	>	q_{max}	= 62 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	= 15 kPa	>	τ_{max}	= 1 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

Figura 6 - Verifica condizione 2 (SLV)

La verifica risulta soddisfatta.



10 EDIFICIO UFFICI

10.1 Geotecnica di riferimento

In seguito si riporta la sezione a cui si fa riferimento per la definizione del modello geotecnico di riferimento:

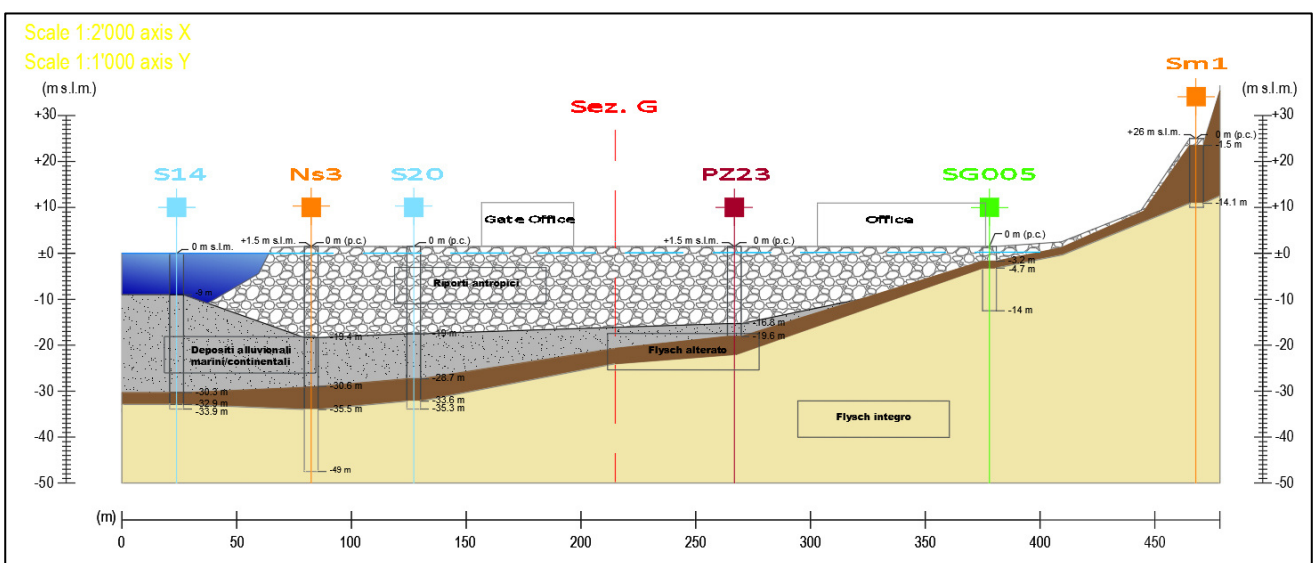
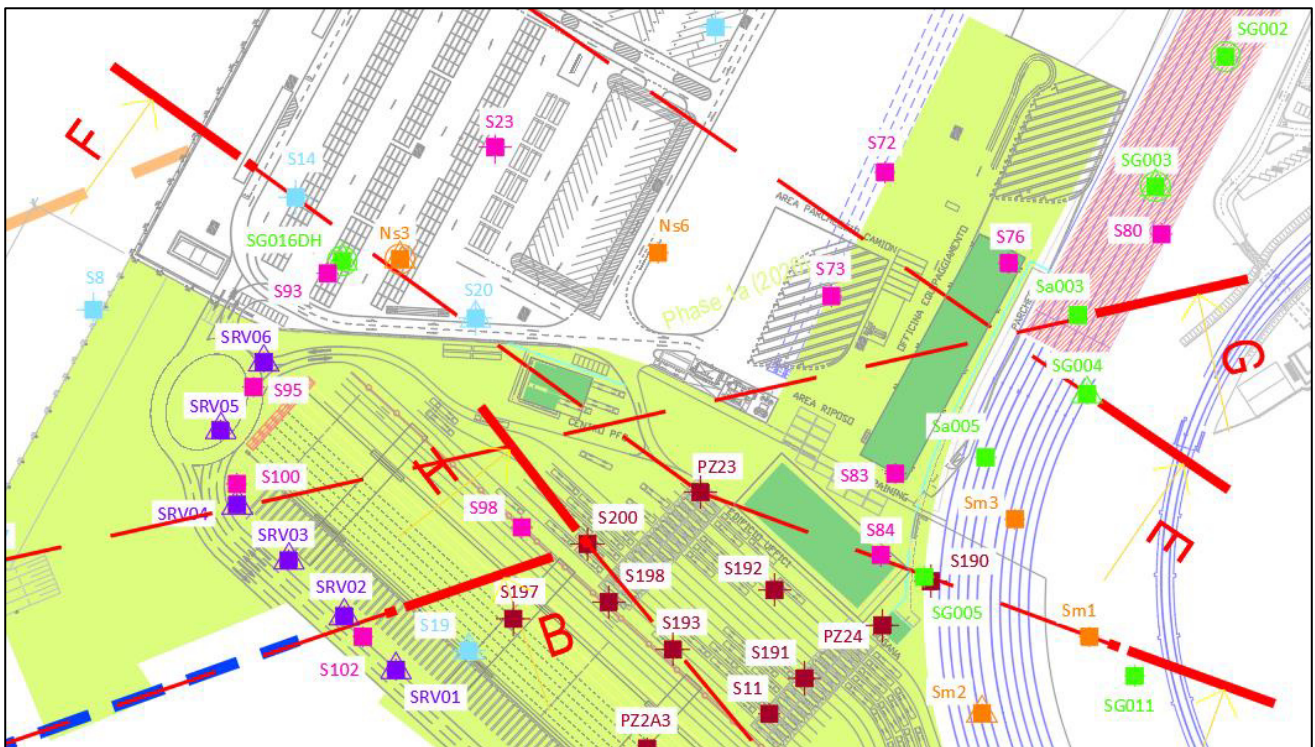
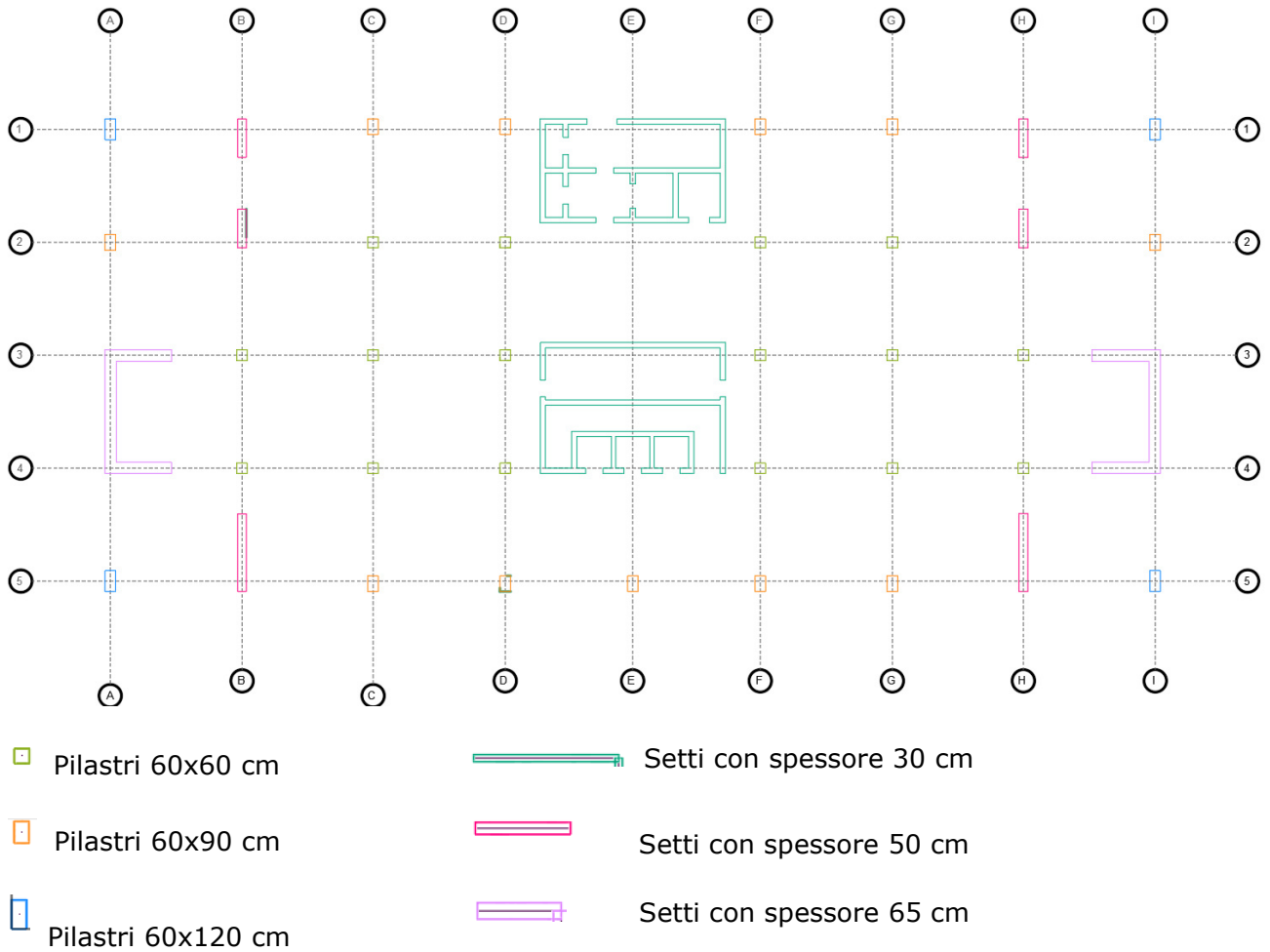


Figura 7 - Sezione FF



10.2 Analisi dei carichi

Si riportano nel seguito le sagome



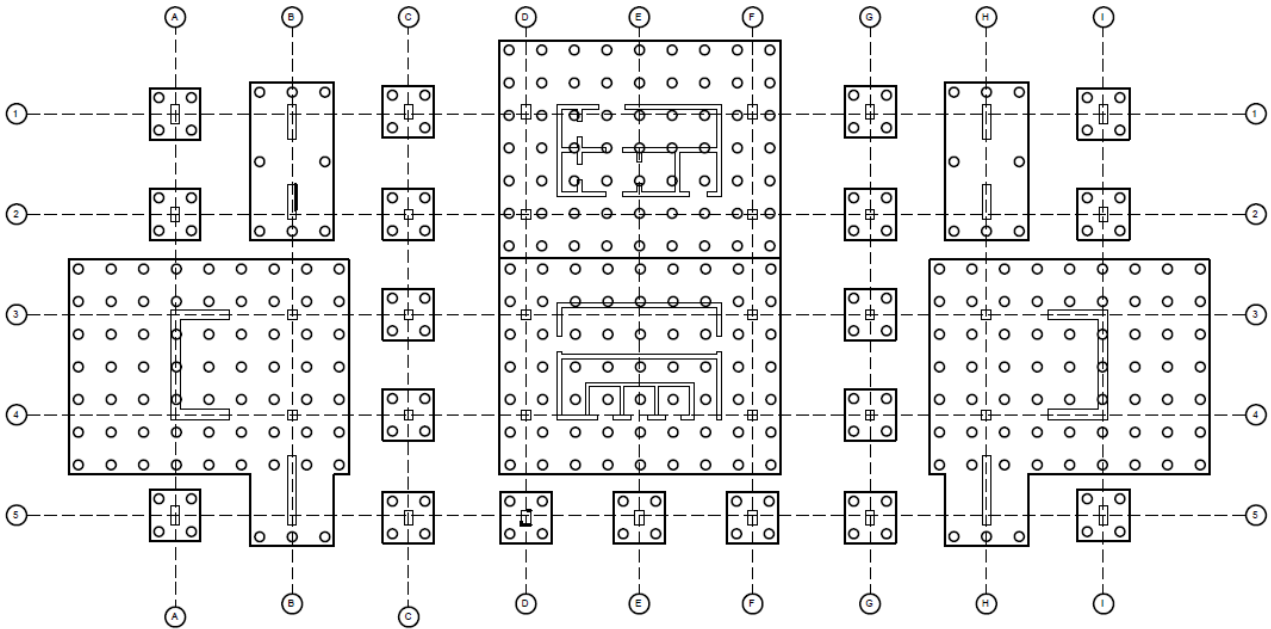
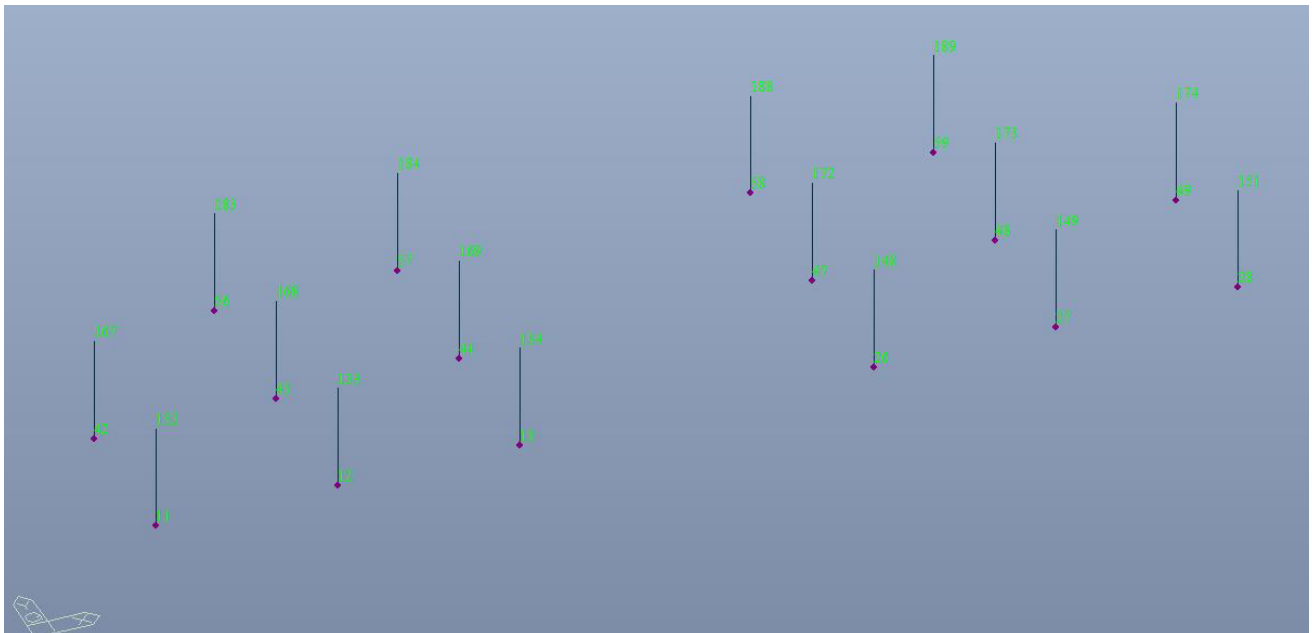


Figura 8 - Pianta delle fondazioni

Pilastri 60x60



Pilastri 60x60 (SLU)

Pilastri 60x60 (SLE)



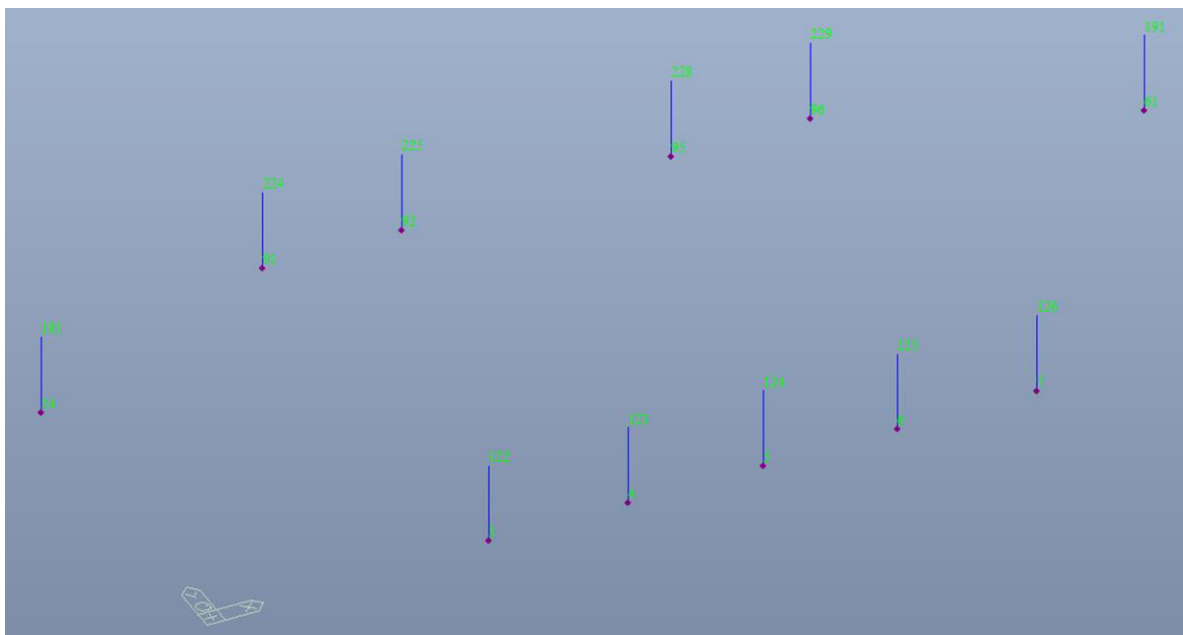
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	56	SLU32	2,019	-0,574	4039,338	-0,519	4,211	-0,008
Max Vx	26	SLU32	45,567	-6,261	2721,489	7,904	67,795	-0,008
Max Vy	11	SLU33	35,433	28,679	1822,772	-45,651	51,938	-0,012
Max Mx	58	SLU31	33,103	-10,948	2544,511	18,665	48,614	-0,009
Max My	26	SLU32	45,567	-6,261	2721,489	7,904	67,795	-0,008
Max Mz	11	SLU38	33,295	25,201	1736,818	-38,102	50,546	-0,006
Min N	11	SLU23	32,427	27,138	1690,723	-44,821	47,533	-0,012
Min Vx	13	SLU24	-45,438	-6,260	2725,981	7,801	-67,300	-0,014
Min Vy	58	SLU25	35,955	-11,249	2723,859	17,489	52,793	-0,010
Min Mx	11	SLU33	35,433	28,679	1822,772	-45,651	51,938	-0,012
Min My	13	SLU24	-45,438	-6,260	2725,981	7,801	-67,300	-0,014
Min Mz	28	SLU30	-33,348	25,202	1755,637	-37,812	-50,329	-0,015

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	56	SLEr30	1,467	-0,432	3012,506	-0,381	3,005	-0,006
Max Vx	26	SLEr30	33,717	-4,628	2031,711	5,839	50,090	-0,006
Max Vy	11	SLEr31	26,253	21,158	1366,061	-33,525	38,483	-0,009
Max Mx	58	SLEr37	24,715	-8,075	1913,491	13,484	36,298	-0,007
Max My	26	SLEr30	33,717	-4,628	2031,711	5,839	50,090	-0,006
Max Mz	11	SLEr38	24,827	18,839	1308,758	-28,492	37,555	-0,005
Min N	11	SLEr23	24,249	20,130	1278,028	-32,971	35,546	-0,009
Min Vx	13	SLEr24	-33,621	-4,627	2035,095	5,762	-49,719	-0,010
Min Vy	58	SLEr25	26,616	-8,275	2033,056	12,700	39,084	-0,008
Min Mx	11	SLEr31	26,253	21,158	1366,061	-33,525	38,483	-0,009
Min My	13	SLEr24	-33,621	-4,627	2035,095	5,762	-49,719	-0,010
Min Mz	28	SLEr20	-24,855	18,822	1312,546	-28,242	-37,374	-0,011

Pilastri 60x60 (SLV)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	56	SLV18	6,194	1,477	2586,325	-9,236	27,060	-0,031
Max Vx	26	SLV27	36,139	-4,950	1575,402	10,445	72,256	0,374
Max Vy	11	SLV32	17,919	28,820	969,134	-68,070	18,892	-0,385
Max Mx	57	SLV16	-21,894	-13,572	1708,048	40,642	-27,545	0,370
Max My	26	SLV27	36,139	-4,950	1575,402	10,445	72,256	0,374
Max Mz	26	SLV27	36,139	-4,950	1575,402	10,445	72,256	0,374
Min N	11	SLV22	22,308	28,013	944,191	-65,420	36,273	-0,278
Min Vx	13	SLV1	-36,030	-5,594	1577,621	10,765	-71,681	-0,356
Min Vy	57	SLV16	-21,894	-13,572	1708,048	40,642	-27,545	0,370
Min Mx	11	SLV32	17,919	28,820	969,134	-68,070	18,892	-0,385
Min My	13	SLV1	-36,030	-5,594	1577,621	10,765	-71,681	-0,356
Min Mz	28	SLV11	-29,363	16,710	1137,520	-25,620	-62,572	-0,389

Pilastri 60x90





Pilastri 60x90 (SLU)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	91	SLU25	0,190	83,173	4498,316	-114,513	0,700	-0,021
Max Vx	61	SLU38	47,174	-2,108	3756,217	-0,656	71,842	-0,012
Max Vy	96	SLU33	-0,173	87,085	4419,208	-134,786	0,182	-0,024
Max Mx	7	SLU31	-0,915	-89,481	4234,615	135,628	-1,158	-0,019
Max My	61	SLU38	47,174	-2,108	3756,217	-0,656	71,842	-0,012
Max Mz	91	SLU38	0,902	83,750	4274,594	-122,575	4,246	-0,012
Min N	95	SLU23	39,129	64,612	2696,068	-108,003	57,611	-0,024
Min Vx	54	SLU30	-45,570	-2,019	3618,563	-2,126	-68,800	-0,032
Min Vy	7	SLU25	-0,981	-89,508	4458,401	130,225	-1,256	-0,021
Min Mx	91	SLU39	0,159	86,880	4270,374	-140,052	0,655	-0,024
Min My	54	SLU30	-45,570	-2,019	3618,563	-2,126	-68,800	-0,032
Min Mz	91	SLU30	-0,662	83,832	4272,924	-123,001	-3,071	-0,032

SLU: Si utilizza N=5500 kN; Mx=20 kNm

Pilastri 60x90 (SLE)

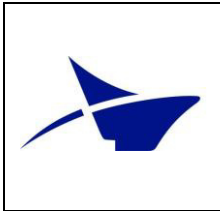
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	91	SLEr25	0,116	63,742	3377,532	-88,425	0,488	-0,016
Max Vx	61	SLEr38	36,421	-1,628	2834,765	-0,393	55,192	-0,010
Max Vy	96	SLEr31	-0,101	66,371	3317,120	-101,910	0,179	-0,018
Max Mx	7	SLEr37	-0,676	-68,208	3198,239	102,210	-0,856	-0,015
Max My	54	SLEr36	-35,221	-1,560	2732,707	-1,505	-52,913	-0,023
Max Mz	91	SLEr38	0,591	64,126	3228,385	-93,799	2,852	-0,010
Min N	95	SLEr23	29,331	49,191	2041,348	-80,963	43,186	-0,018
Min Vx	54	SLEr36	-35,221	-1,560	2732,707	-1,505	-52,913	-0,023
Min Vy	7	SLEr25	-0,720	-68,226	3347,429	98,609	-0,921	-0,016
Min Mx	91	SLEr39	0,096	66,213	3225,571	-105,451	0,458	-0,018
Min My	61	SLEr38	36,421	-1,628	2834,765	-0,393	55,192	-0,010
Min Mz	91	SLEr36	-0,452	64,181	3227,272	-94,083	-2,027	-0,023

SLE: Si utilizza N=5000 kN; Mx=40 kNm

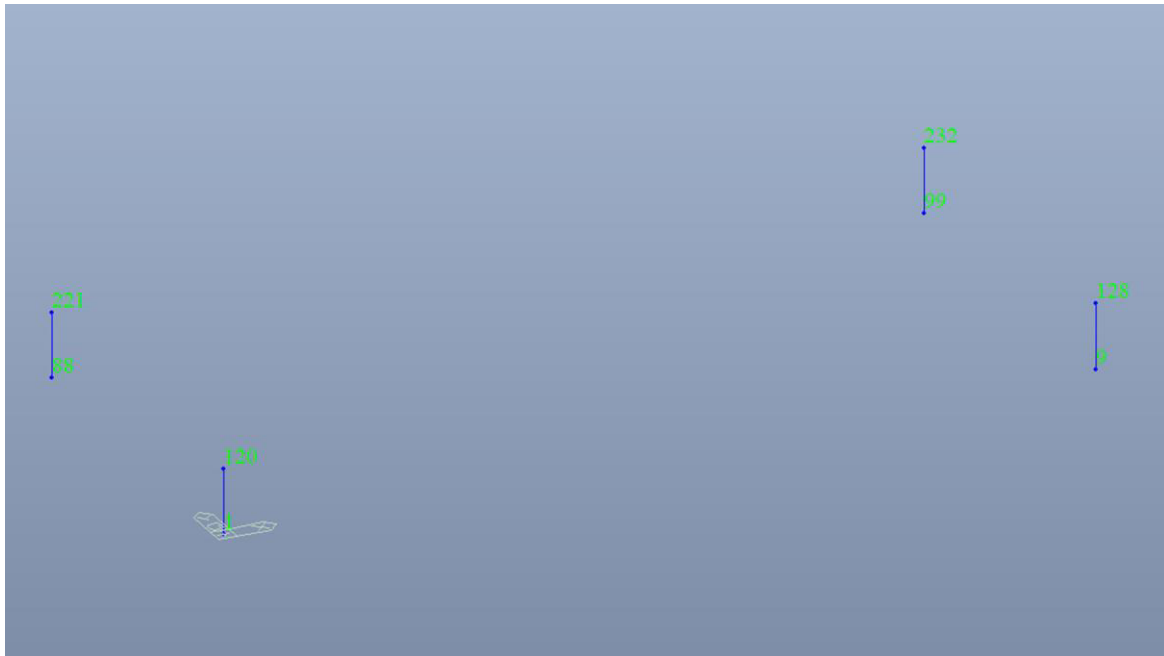
Pilastri 60x90 (SLV)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	91	SLV16	0,856	46,035	3022,954	10,539	7,528	0,773
Max Vx	61	SLV28	43,375	-6,048	2618,846	25,694	90,729	0,004
Max Vy	91	SLV32	-0,887	80,021	2970,284	-194,591	-6,998	-0,804
Max Mx	3	SLV16	4,818	-82,016	2945,003	191,548	20,523	0,773
Max My	61	SLV28	43,375	-6,048	2618,846	25,694	90,729	0,004
Max Mz	3	SLV27	9,668	-72,361	2970,323	131,290	45,189	0,781
Min N	95	SLV18	37,653	50,634	1720,039	-94,950	82,905	-0,064
Min Vx	54	SLV2	-42,299	-6,557	2531,436	27,866	-88,103	0,033
Min Vy	3	SLV16	4,818	-82,016	2945,003	191,548	20,523	0,773
Min Mx	91	SLV32	-0,887	80,021	2970,284	-194,591	-6,998	-0,804
Min My	54	SLV12	-42,141	3,345	2526,007	-27,853	-88,653	-0,035
Min Mz	91	SLV11	-6,361	70,310	2978,501	-134,253	-32,715	-0,812

SLV: Si utilizza N=5000 kN; Mx=40 kNm



Pilastri 60x120



Pilastri 60x120 (SLU)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	99	SLU25	60,957	78,321	4750,250	-95,924	89,659	-0,033
Max Vx	99	SLU38	62,342	81,707	4564,817	-118,629	95,023	-0,019
Max Vy	88	SLU39	-59,949	88,734	4457,641	-161,226	-87,058	-0,038
Max Mx	9	SLU31	60,791	-88,145	4553,887	141,033	89,090	-0,030
Max My	99	SLU38	62,342	81,707	4564,817	-118,629	95,023	-0,019
Max Mz	99	SLU38	62,342	81,707	4564,817	-118,629	95,023	-0,019
Min N	88	SLU23	-59,921	88,713	4421,672	-161,141	-87,022	-0,038
Min Vx	1	SLU30	-61,724	-80,926	4561,799	97,153	-93,513	-0,049
Min Vy	9	SLU31	60,791	-88,145	4553,887	141,033	89,090	-0,030
Min Mx	88	SLU39	-59,949	88,734	4457,641	-161,226	-87,058	-0,038
Min My	1	SLU30	-61,724	-80,926	4561,799	97,153	-93,513	-0,049
Min Mz	88	SLU14	-60,839	82,089	4425,635	-122,273	-91,731	-0,049

Pilastri 60x120 (SLE)

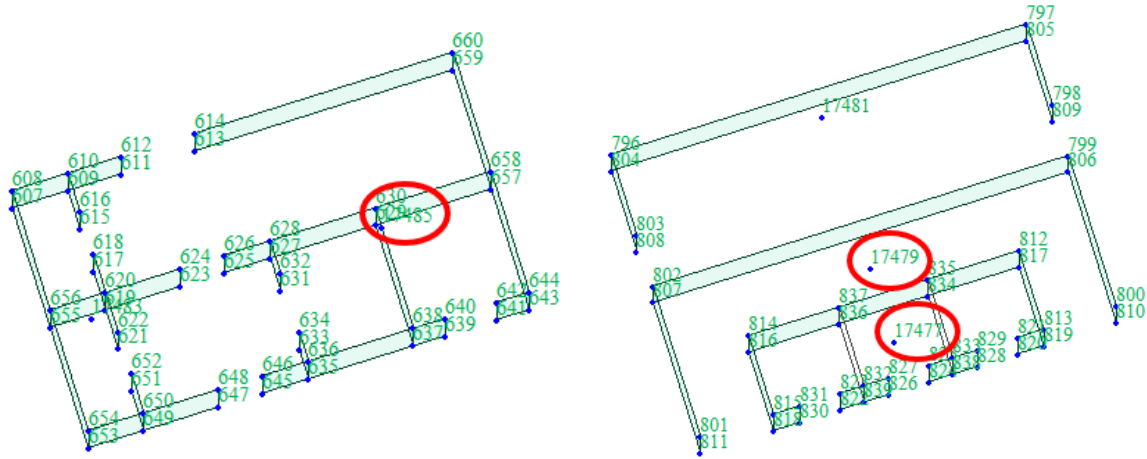
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	99	SLEr25	47,045	60,349	3584,504	-75,542	69,185	-0,025
Max Vx	99	SLEr38	47,968	62,607	3460,882	-90,679	72,761	-0,016
Max Vy	88	SLEr39	-46,253	67,325	3381,921	-119,407	-67,179	-0,029
Max Mx	9	SLEr37	46,866	-66,889	3453,443	104,323	68,675	-0,023
Max My	99	SLEr38	47,968	62,607	3460,882	-90,679	72,761	-0,016
Max Mz	99	SLEr22	47,949	62,593	3436,898	-90,639	72,731	-0,015
Min N	88	SLEr23	-46,234	67,311	3357,941	-119,350	-67,155	-0,028
Min Vx	1	SLEr36	-47,484	-62,065	3458,871	74,769	-71,583	-0,036
Min Vy	9	SLEr37	46,866	-66,889	3453,443	104,323	68,675	-0,023
Min Mx	88	SLEr39	-46,253	67,325	3381,921	-119,407	-67,179	-0,029
Min My	1	SLEr36	-47,484	-62,065	3458,871	74,769	-71,583	-0,036
Min Mz	88	SLEr20	-46,846	62,894	3360,584	-93,437	-70,294	-0,036

Pilastri 60x120 (SLV)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	1	SLV22	-46,212	-21,047	3318,260	-176,974	-62,852	-0,904
Max Vx	9	SLV27	57,630	-56,605	3246,560	60,813	125,616	1,218
Max Vy	88	SLV32	-48,303	105,901	3161,868	-363,523	-77,177	-1,254
Max Mx	1	SLV16	-42,622	-105,871	3211,473	348,495	-44,277	1,206
Max My	9	SLV27	57,630	-56,605	3246,560	60,813	125,616	1,218
Max Mz	1	SLV27	-36,824	-84,786	3251,368	210,422	-12,439	1,218
Min N	88	SLV32	-48,303	105,901	3161,868	-363,523	-77,177	-1,254
Min Vx	1	SLV11	-57,601	-38,070	3273,421	-60,023	-125,289	-1,267
Min Vy	1	SLV16	-42,622	-105,871	3211,473	348,495	-44,277	1,206
Min Mx	88	SLV32	-48,303	105,901	3161,868	-363,523	-77,177	-1,254
Min My	1	SLV11	-57,601	-38,070	3273,421	-60,023	-125,289	-1,267
Min Mz	88	SLV11	-54,244	85,047	3178,330	-225,773	-110,164	-1,267



Setti 30



Setti 30 (SLU)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17485	cLCB24	-394.65	-9.02	16714.07	787.50	-2182.41	829.02
Max Vx	17479	cLCB10	254.20	-37.81	10497.37	-479.62	3984.85	-364.52
Max Vy	17483	cLCB27	50.66	389.58	10967.43	-3888.16	-94.06	-638.93
Max Mx	17485	cLCB11	-45.38	367.89	15893.88	-5486.84	265.28	1281.32
Max My	17479	cLCB10	254.20	-37.81	10497.37	-479.62	3984.85	-364.52
Max Mz	17485	cLCB27	-46.66	371.09	16083.08	-5299.26	244.16	1304.81
Min N	17477	cLCB7	2.99	-254.39	7179.71	1002.94	-15.77	5.63
Min Vx	17485	cLCB24	-394.65	-9.02	16714.07	787.50	-2182.41	829.02
Min Vy	17485	cLCB7	-93.90	-396.39	16040.39	5727.18	136.06	-172.14
Min Mx	17485	cLCB25	-95.18	-393.19	16229.60	5914.76	114.94	-148.65
Min My	17479	cLCB24	-254.50	-36.21	10572.32	-479.78	-4471.99	365.25
Min Mz	17483	cLCB27	50.66	389.58	10967.43	-3888.16	-94.06	-638.93

Setti 30 (SLE)

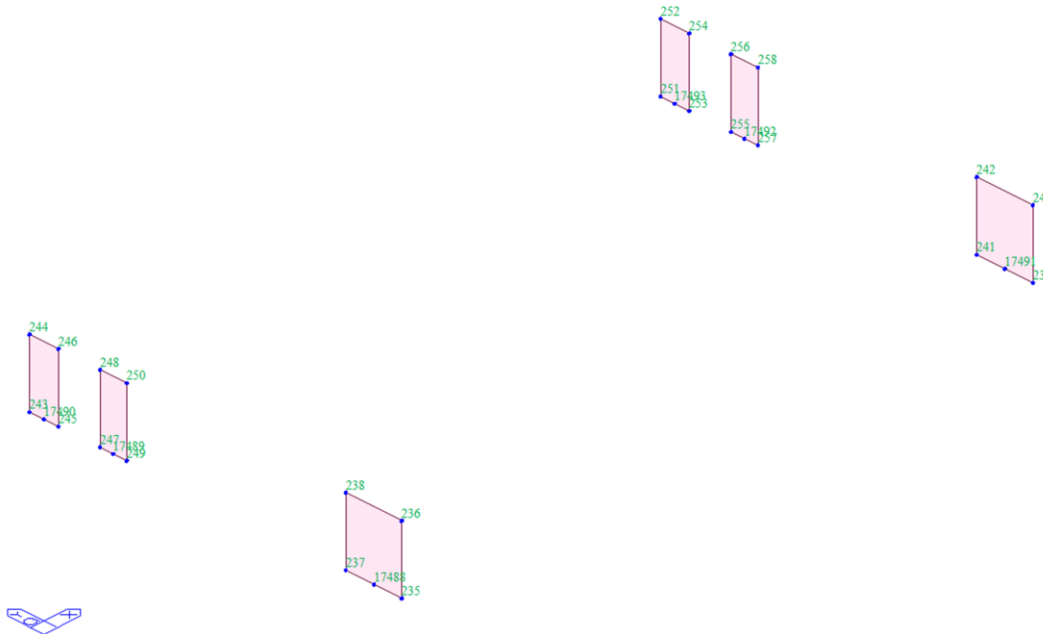
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17485	cLCB143	-267.98	-6.98	12246.35	521.44	-1431.22	583.13
Max Vx	17479	cLCB137	169.55	-26.80	7717.61	-340.34	2644.34	-243.13
Max Vy	17483	cLCB146	37.77	263.90	8056.24	-2600.34	-60.97	-442.63
Max Mx	17485	cLCB144	-68.33	-263.09	11923.36	3939.61	100.35	-68.65
Max My	17479	cLCB137	169.55	-26.80	7717.61	-340.34	2644.34	-243.13
Max Mz	17485	cLCB146	-35.98	246.43	11825.69	-3536.40	186.49	900.33
Min N	17477	cLCB136	2.12	-173.31	5343.07	658.72	-13.34	4.04
Min Vx	17485	cLCB143	-267.98	-6.98	12246.35	521.44	-1431.22	583.13
Min Vy	17485	cLCB136	-67.90	-264.16	11860.29	3877.09	107.39	-76.48
Min Mx	17485	cLCB138	-35.56	245.36	11762.62	-3598.93	193.53	892.49
Min My	17479	cLCB143	-169.52	-25.94	7743.38	-345.38	-2987.80	243.21
Min Mz	17483	cLCB146	37.77	263.90	8056.24	-2600.34	-60.97	-442.63

Setti 30 (SLV)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17485	cLCB61	-7617.12	-2099.55	28392.34	42144.30	-61141.30	-8530.29
Max Vx	17485	cLCB77	7515.57	2087.95	-6062.58	-41404.25	61425.15	9310.70
Max Vy	17485	cLCB80	1668.33	5436.28	7146.87	-95755.52	10387.62	13767.06
Max Mx	17485	cLCB64	-1769.88	-5447.88	15182.89	96495.57	-10103.77	-12986.65
Max My	17479	cLCB86	5922.44	-872.51	6273.25	7443.05	121454.76	-8109.91
Max Mz	17485	cLCB80	1668.33	5436.28	7146.87	-95755.52	10387.62	13767.06
Min N	17483	cLCB71	-3222.84	1849.82	-9667.49	-26353.30	-15640.96	-3588.86
Min Vx	17485	cLCB61	-7617.12	-2099.55	28392.34	42144.30	-61141.30	-8530.29
Min Vy	17485	cLCB64	-1769.88	-5447.88	15182.89	96495.57	-10103.77	-12986.65
Min Mx	17485	cLCB80	1668.33	5436.28	7146.87	-95755.52	10387.62	13767.06
Min My	17479	cLCB70	-5922.10	828.70	8045.25	-7994.09	-121754.86	8109.75
Min Mz	17485	cLCB64	-1769.88	-5447.88	15182.89	96495.57	-10103.77	-12986.65



Setti 50



Setti 50 (SLU)

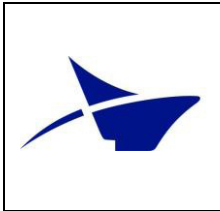
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17488	cLCB27	0,00	-15,31	7585,96	-962,36	0,00	0,00
Max Vy	17493	cLCB27	0,00	176,39	5376,22	-464,86	0,00	0,00
Max Mx	17491	cLCB25	0,00	-325,02	7480,95	959,33	0,00	0,00
Min N	17492	cLCB7	0,00	-113,25	5015,52	292,56	0,00	0,00
Min Vy	17491	cLCB25	0,00	-325,02	7480,95	959,33	0,00	0,00
Min Mx	17491	cLCB11	0,00	-3,79	7435,63	-981,24	0,00	0,00

Setti 50 (SLE)

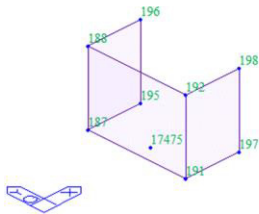
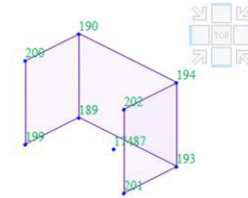
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17488	cLCB150	0,00	-62,32	5531,92	-382,40	0,00	0,00
Max Vy	17493	cLCB146	0,00	122,55	3883,25	-320,29	0,00	0,00
Max Mx	17491	cLCB144	0,00	-223,67	5427,00	637,53	0,00	0,00
Min N	17492	cLCB136	0,00	-79,34	3652,10	201,75	0,00	0,00
Min Vy	17491	cLCB144	0,00	-223,67	5427,00	637,53	0,00	0,00
Min Mx	17491	cLCB138	0,00	-13,41	5444,96	-651,33	0,00	0,00

Setti 50 (SLV)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17488	cLCB91	0,00	2545,90	6183,45	-18373,26	0,00	0,00
Max Vy	17488	cLCB91	0,00	2545,90	6183,45	-18373,26	0,00	0,00
Max Mx	17488	cLCB75	0,00	-2774,06	3728,86	18397,55	0,00	0,00
Min N	17492	cLCB64	0,00	-795,85	2452,99	3255,24	0,00	0,00
Min Vy	17488	cLCB75	0,00	-2774,06	3728,86	18397,55	0,00	0,00
Min Mx	17488	cLCB91	0,00	2545,90	6183,45	-18373,26	0,00	0,00



Setti 650



Setti 65 (SLU)

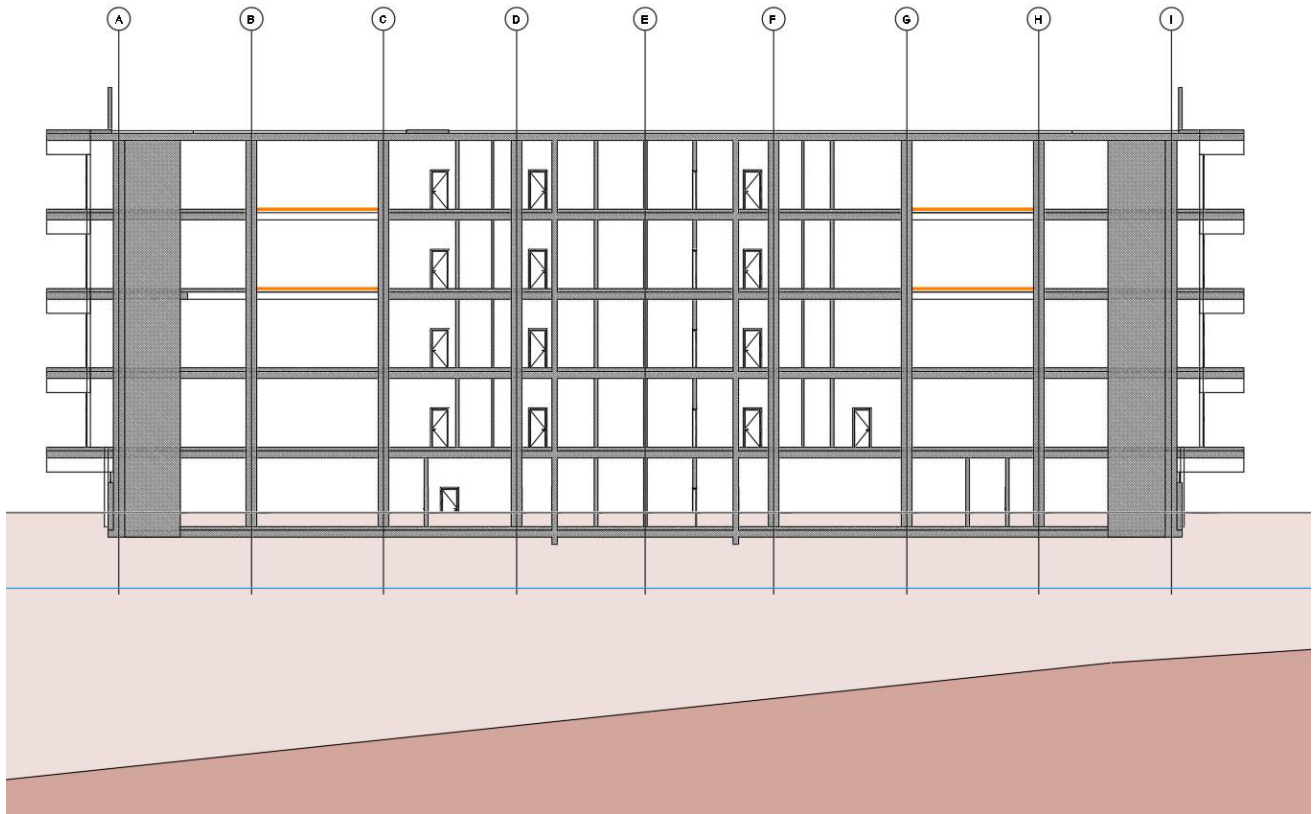
	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17487	cLCB24	-160.32	58.09	17171.43	-1177.22	-1374.01	166.14
Max Vx	17487	cLCB26	256.70	125.72	17127.72	-2830.10	1531.38	301.85
Max Vy	17487	cLCB27	47.25	752.56	17141.07	-12043.12	53.99	1325.31
Max Mx	17475	cLCB25	-42.34	-567.06	17156.82	8060.94	-123.05	855.37
Max My	17487	cLCB10	241.61	125.61	16863.96	-2939.35	1539.36	304.25
Max Mz	17487	cLCB11	32.16	752.45	16877.31	-12152.37	61.96	1327.71
Min N	17475	cLCB6	-237.34	129.23	16861.95	-2965.04	-1602.09	-309.81
Min Vx	17475	cLCB24	-252.43	129.06	17125.38	-2842.90	-1600.00	-306.81
Min Vy	17487	cLCB7	34.03	-568.87	16894.31	7926.56	111.36	-854.92
Min Mx	17487	cLCB11	32.16	752.45	16877.31	-12152.37	61.96	1327.71
Min My	17475	cLCB6	-237.34	129.23	16861.95	-2965.04	-1602.09	-309.81
Min Mz	17475	cLCB11	-30.40	751.32	16874.42	-12041.04	-173.65	-1323.32

Setti 65 (SLE)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17487	cLCB147	-46.22	52.40	12703.84	-1080.39	-522.32	140.38
Max Vx	17487	cLCB145	171.16	88.44	12592.61	-1998.34	1029.88	213.55
Max Vy	17487	cLCB146	31.53	506.33	12601.51	-8140.36	44.95	895.86
Max Mx	17475	cLCB144	-27.89	-373.27	12611.89	5264.07	-91.66	557.71
Max My	17487	cLCB137	166.13	88.40	12504.69	-2034.76	1032.54	214.36
Max Mz	17487	cLCB138	26.50	506.29	12513.59	-8176.77	47.61	896.66
Min N	17475	cLCB135	-162.92	90.86	12503.12	-2045.87	-1076.98	-218.08
Min Vx	17475	cLCB143	-167.95	90.80	12590.93	-2005.16	-1076.29	-217.08
Min Vy	17487	cLCB136	27.75	-374.59	12524.92	5209.18	80.54	-558.42
Min Mx	17487	cLCB138	26.50	506.29	12513.59	-8176.77	47.61	896.66
Min My	17475	cLCB135	-162.92	90.86	12503.12	-2045.87	-1076.98	-218.08
Min Mz	17475	cLCB138	-24.97	505.59	12511.44	-8096.53	-124.69	-893.75

Setti 65 (SLV)

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max N	17475	cLCB86	4579.85	-10223.41	12500.22	179172.53	37698.51	18475.17
Max Vx	17487	cLCB86	4661.56	5202.91	11008.67	-85302.54	37844.44	10058.33
Max Vy	17475	cLCB91	-1879.04	12850.12	11223.67	-232753.85	-15676.31	-22432.44
Max Mx	17475	cLCB75	1798.77	-12738.27	12185.49	230594.93	15492.98	22154.77
Max My	17487	cLCB86	4661.56	5202.91	11008.67	-85302.54	37844.44	10058.33
Max Mz	17475	cLCB75	1798.77	-12738.27	12185.49	230594.93	15492.98	22154.77
Min N	17475	cLCB70	-4660.12	10335.26	10908.94	-181331.46	-37881.84	-18752.84
Min Vx	17475	cLCB70	-4660.12	10335.26	10908.94	-181331.46	-37881.84	-18752.84
Min Vy	17475	cLCB75	1798.77	-12738.27	12185.49	230594.93	15492.98	22154.77
Min Mx	17475	cLCB91	-1879.04	12850.12	11223.67	-232753.85	-15676.31	-22432.44
Min My	17475	cLCB70	-4660.12	10335.26	10908.94	-181331.46	-37881.84	-18752.84
Min Mz	17475	cLCB91	-1879.04	12850.12	11223.67	-232753.85	-15676.31	-22432.44



10.3 Verifiche

10.3.1 Azioni sul singolo Palo

La tipologia di fondazione scelta per lo scarico dei pilastri è stata definita come plinti su pali, in particolare vi sono 4 pali per ogni plinto distanti dal bordo 0,3 m.

Il plinto è a pianta quadrata di altezza 1,5 m e di lato pari a 3,6m:

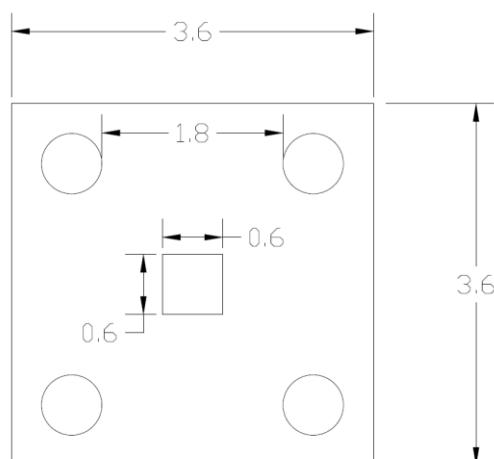


Figura 9 - Dimensioni fondazione su plinto



Pilastri 60x90

A seguire il calcolo delle sollecitazioni sul singolo palo secondo lo schema strutturale evidenziato precedentemente

SLU MAX N									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	4498,315761	0,700149	-114,51347		0,00				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	0,75	0,75	0,56	0,56	1124,6	0,2	-38,2	1086,2	
2	-0,75	0,75	0,56	0,56	1124,6	0,2	38,2	1163,0	
3	0,75	-0,75	0,56	0,56	1124,6	-0,2	-38,2	1086,2	
4	-0,75	-0,75	0,56	0,56	1124,6	-0,2	38,2	1162,5	
Q_i_MINIMO		1086,2							
Q_i_MASSIMO		1163,0							

SLU MAX e									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	2696,067833	57,610526	-108,002942		0,02137				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	0,75	0,75	0,56	0,56	674,0	19,2	-36,0	657,2	
2	-0,75	0,75	0,56	0,56	674,0	19,2	36,0	729,2	
3	0,75	-0,75	0,56	0,56	674,0	-19,2	-36,0	618,8	
4	-0,75	-0,75	0,56	0,56	674,0	-19,2	36,0	690,8	
Q_i_MINIMO		618,8							
Q_i_MASSIMO		729,2							

SLE MAX N									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	3377,532478	0,487693	-88,425005		0,00014				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	0,75	0,75	0,56	0,56	844,4	0,2	-29,5	815,1	
2	-0,75	0,75	0,56	0,56	844,4	0,2	29,5	874,0	
3	0,75	-0,75	0,56	0,56	844,4	-0,2	-29,5	814,7	
4	-0,75	-0,75	0,56	0,56	844,4	-0,2	29,5	873,7	
Q_i_MINIMO		814,7							
Q_i_MASSIMO		874,0							

SLE MAX e									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	2041,347862	43,186201	-80,962669		0,02116				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	0,75	0,75	0,56	0,56	510,3	14,4	-27,0	497,7	
2	-0,75	0,75	0,56	0,56	510,3	14,4	27,0	551,7	
3	0,75	-0,75	0,56	0,56	510,3	-14,4	-27,0	469,0	
4	-0,75	-0,75	0,56	0,56	510,3	-14,4	27,0	522,9	
Q_i_MINIMO		469,0							
Q_i_MASSIMO		551,7							

SLV MAX N									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	3022,954406	7,528385	10,538674		0,00249				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	0,75	0,75	0,56	0,56	755,7	2,5	3,5	761,8	
2	-0,75	0,75	0,56	0,56	755,7	2,5	-3,5	754,7	
3	0,75	-0,75	0,56	0,56	755,7	-2,5	3,5	756,7	
4	-0,75	-0,75	0,56	0,56	755,7	-2,5	-3,5	749,7	
Q_i_MINIMO		749,7							
Q_i_MASSIMO		761,8							

SLV MAX e									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	1720,03927	82,904785	-94,950302		0,0				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	0,75	0,75	0,56	0,56	430,0	27,6	-31,7	426,0	
2	-0,75	0,75	0,56	0,56	430,0	27,6	31,7	489,3	
3	0,75	-0,75	0,56	0,56	430,0	-27,6	-31,7	370,7	
4	-0,75	-0,75	0,56	0,56	430,0	-27,6	31,7	434,0	
Q_i_MINIMO		370,7							
Q_i_MASSIMO		489,3							

Setti da 30 cm

Per il calcolo delle fondazioni dei nuclei in calcestruzzo la combinazione dimensionante è quella agli SLV, si sono calcolati n. 63 pali di diametro pari a 60 cm e ad interasse di 3 diametri ovvero 1,8 m secondo una matrice 9x7 che si mostra in figura:

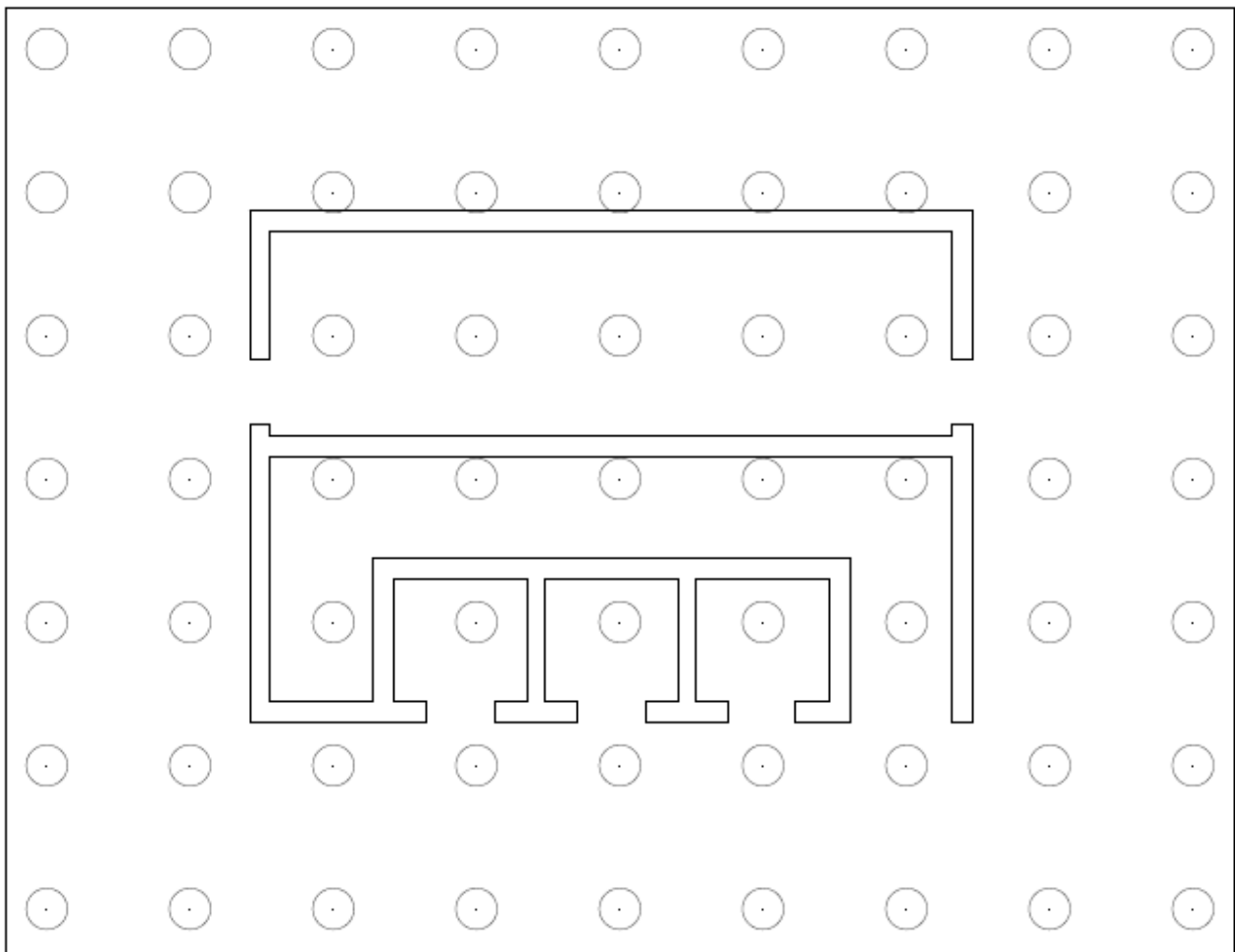


Figura 10 - Pianta fondazioni per setti da 30 cm



Relazione di calcolo delle fondazioni

Sollecitazioni	SLE						Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]
	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	20831	-220	-52660	-0,01056	-2,5				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]				
1	4,2	-7,36	17,64	54,17	372,0	1,2	-223,9	149,3	
2	4,2	-5,26	17,64	27,67	372,0	0,9	-223,9	149,0	
3	4,2	-3,16	17,64	9,99	372,0	0,5	-223,9	148,6	
4	4,2	-1,06	17,64	1,12	372,0	0,2	-223,9	148,3	
5	4,2	1,04	17,64	1,08	372,0	-0,2	-223,9	147,9	
6	4,2	3,14	17,64	9,86	372,0	-0,5	-223,9	147,6	
7	4,2	5,24	17,64	27,46	372,0	-0,9	-223,9	147,2	
8	4,2	7,34	17,64	53,88	372,0	-1,2	-223,9	146,8	
9	2,1	-7,36	4,41	54,17	372,0	1,2	-111,9	261,3	
10	2,1	-5,26	4,41	27,67	372,0	0,9	-111,9	260,9	
11	2,1	-3,16	4,41	9,99	372,0	0,5	-111,9	260,6	
12	2,1	-1,06	4,41	1,12	372,0	0,2	-111,9	260,2	
13	2,1	1,04	4,41	1,08	372,0	-0,2	-111,9	259,9	
14	2,1	3,14	4,41	9,86	372,0	-0,5	-111,9	259,5	
15	2,1	5,24	4,41	27,46	372,0	-0,9	-111,9	259,1	
16	2,1	7,34	4,41	53,88	372,0	-1,2	-111,9	258,8	
17	0	-7,36	0,00	54,17	372,0	1,2	0,0	373,2	
18	0	-5,26	0,00	27,67	372,0	0,9	0,0	372,9	
19	0	-3,16	0,00	9,99	372,0	0,5	0,0	372,5	
20	0	-1,06	0,00	1,12	372,0	0,2	0,0	372,2	
21	0	1,04	0,00	1,08	372,0	-0,2	0,0	371,8	
22	0	3,14	0,00	9,86	372,0	-0,5	0,0	371,4	
23	0	5,24	0,00	27,46	372,0	-0,9	0,0	371,1	
24	0	7,34	0,00	53,88	372,0	-1,2	0,0	370,7	
25	-2,1	-7,36	4,41	54,17	372,0	1,2	111,9	485,2	
26	-2,1	-5,26	4,41	27,67	372,0	0,9	111,9	484,8	
27	-2,1	-3,16	4,41	9,99	372,0	0,5	111,9	484,5	
28	-2,1	-1,06	4,41	1,12	372,0	0,2	111,9	484,1	
29	-2,1	1,04	4,41	1,08	372,0	-0,2	111,9	483,8	
30	-2,1	3,14	4,41	9,86	372,0	-0,5	111,9	483,4	
31	-2,1	5,24	4,41	27,46	372,0	-0,9	111,9	483,0	
32	-2,1	7,34	4,41	53,88	372,0	-1,2	111,9	482,7	
33	-4,2	-7,36	17,64	54,17	372,0	1,2	223,9	597,1	
34	-4,2	-5,26	17,64	27,67	372,0	0,9	223,9	596,8	
35	-4,2	-3,16	17,64	9,99	372,0	0,5	223,9	596,4	
36	-4,2	-1,06	17,64	1,12	372,0	0,2	223,9	596,1	
37	-4,2	1,04	17,64	1,08	372,0	-0,2	223,9	595,7	
38	-4,2	3,14	17,64	9,86	372,0	-0,5	223,9	595,3	
39	-4,2	5,24	17,64	27,46	372,0	-0,9	223,9	595,0	
40	-4,2	7,34	17,64	53,88	372,0	-1,2	223,9	594,6	
41	6,3	-7,36	39,69	54,17	372,0	1,2	-335,8	37,4	
42	6,3	-5,26	39,69	27,67	372,0	0,9	-335,8	37,0	
43	6,3	-3,16	39,69	9,99	372,0	0,5	-335,8	36,7	
44	6,3	-1,06	39,69	1,12	372,0	0,2	-335,8	36,3	
45	6,3	1,04	39,69	1,08	372,0	-0,2	-335,8	36,0	
46	6,3	3,14	39,69	9,86	372,0	-0,5	-335,8	35,6	
47	6,3	5,24	39,69	27,46	372,0	-0,9	-335,8	35,3	
48	6,3	7,34	39,69	53,88	372,0	-1,2	-335,8	34,9	
49	-6,3	-7,36	39,69	54,17	372,0	1,2	335,8	709,1	
50	-6,3	-5,26	39,69	27,67	372,0	0,9	335,8	708,7	
51	-6,3	-3,16	39,69	9,99	372,0	0,5	335,8	708,4	
52	-6,3	-1,06	39,69	1,12	372,0	0,2	335,8	708,0	
53	-6,3	1,04	39,69	1,08	372,0	-0,2	335,8	707,6	
54	-6,3	3,14	39,69	9,86	372,0	-0,5	335,8	707,3	
55	-6,3	5,24	39,69	27,46	372,0	-0,9	335,8	706,9	
56	-6,3	7,34	39,69	53,88	372,0	-1,2	335,8	706,6	
Qi_MINIMO	34,9								
Qi_MASSIMO	709,1								



Relazione di calcolo delle fondazioni

Sollecitazioni	SLU						Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]
	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	28415,0	-311,6	-72948	-0,01097	-2,6				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]				
1	4,2	-7,36	17,64	54,17	507,4	1,8	-310,2	199,0	
2	4,2	-5,26	17,64	27,67	507,4	1,3	-310,2	198,5	
3	4,2	-3,16	17,64	9,99	507,4	0,8	-310,2	198,0	
4	4,2	-1,06	17,64	1,12	507,4	0,3	-310,2	197,5	
5	4,2	1,04	17,64	1,08	507,4	-0,2	-310,2	197,0	
6	4,2	3,14	17,64	9,86	507,4	-0,8	-310,2	196,5	
7	4,2	5,24	17,64	27,46	507,4	-1,3	-310,2	196,0	
8	4,2	7,34	17,64	53,88	507,4	-1,8	-310,2	195,5	
9	2,1	-7,36	4,41	54,17	507,4	1,8	-155,1	354,1	
10	2,1	-5,26	4,41	27,67	507,4	1,3	-155,1	353,6	
11	2,1	-3,16	4,41	9,99	507,4	0,8	-155,1	353,1	
12	2,1	-1,06	4,41	1,12	507,4	0,3	-155,1	352,6	
13	2,1	1,04	4,41	1,08	507,4	-0,2	-155,1	352,1	
14	2,1	3,14	4,41	9,86	507,4	-0,8	-155,1	351,6	
15	2,1	5,24	4,41	27,46	507,4	-1,3	-155,1	351,1	
16	2,1	7,34	4,41	53,88	507,4	-1,8	-155,1	350,6	
17	0	-7,36	0,00	54,17	507,4	1,8	0,0	509,2	
18	0	-5,26	0,00	27,67	507,4	1,3	0,0	508,7	
19	0	-3,16	0,00	9,99	507,4	0,8	0,0	508,2	
20	0	-1,06	0,00	1,12	507,4	0,3	0,0	507,7	
21	0	1,04	0,00	1,08	507,4	-0,2	0,0	507,2	
22	0	3,14	0,00	9,86	507,4	-0,8	0,0	506,7	
23	0	5,24	0,00	27,46	507,4	-1,3	0,0	506,2	
24	0	7,34	0,00	53,88	507,4	-1,8	0,0	505,6	
25	-2,1	-7,36	4,41	54,17	507,4	1,8	155,1	664,3	
26	-2,1	-5,26	4,41	27,67	507,4	1,3	155,1	663,8	
27	-2,1	-3,16	4,41	9,99	507,4	0,8	155,1	663,2	
28	-2,1	-1,06	4,41	1,12	507,4	0,3	155,1	662,7	
29	-2,1	1,04	4,41	1,08	507,4	-0,2	155,1	662,2	
30	-2,1	3,14	4,41	9,86	507,4	-0,8	155,1	661,7	
31	-2,1	5,24	4,41	27,46	507,4	-1,3	155,1	661,2	
32	-2,1	7,34	4,41	53,88	507,4	-1,8	155,1	660,7	
33	-4,2	-7,36	17,64	54,17	507,4	1,8	310,2	819,3	
34	-4,2	-5,26	17,64	27,67	507,4	1,3	310,2	818,8	
35	-4,2	-3,16	17,64	9,99	507,4	0,8	310,2	818,3	
36	-4,2	-1,06	17,64	1,12	507,4	0,3	310,2	817,8	
37	-4,2	1,04	17,64	1,08	507,4	-0,2	310,2	817,3	
38	-4,2	3,14	17,64	9,86	507,4	-0,8	310,2	816,8	
39	-4,2	5,24	17,64	27,46	507,4	-1,3	310,2	816,3	
40	-4,2	7,34	17,64	53,88	507,4	-1,8	310,2	815,8	
41	6,3	-7,36	39,69	54,17	507,4	1,8	-465,2	44,0	
42	6,3	-5,26	39,69	27,67	507,4	1,3	-465,2	43,4	
43	6,3	-3,16	39,69	9,99	507,4	0,8	-465,2	42,9	
44	6,3	-1,06	39,69	1,12	507,4	0,3	-465,2	42,4	
45	6,3	1,04	39,69	1,08	507,4	-0,2	-465,2	41,9	
46	6,3	3,14	39,69	9,86	507,4	-0,8	-465,2	41,4	
47	6,3	5,24	39,69	27,46	507,4	-1,3	-465,2	40,9	
48	6,3	7,34	39,69	53,88	507,4	-1,8	-465,2	40,4	
49	-6,3	-7,36	39,69	54,17	507,4	1,8	465,2	974,4	
50	-6,3	-5,26	39,69	27,67	507,4	1,3	465,2	973,9	
51	-6,3	-3,16	39,69	9,99	507,4	0,8	465,2	973,4	
52	-6,3	-1,06	39,69	1,12	507,4	0,3	465,2	972,9	
53	-6,3	1,04	39,69	1,08	507,4	-0,2	465,2	972,4	
54	-6,3	3,14	39,69	9,86	507,4	-0,8	465,2	971,9	
55	-6,3	5,24	39,69	27,46	507,4	-1,3	465,2	971,4	
56	-6,3	7,34	39,69	53,88	507,4	-1,8	465,2	970,9	
Qi_MINIMO	40,4								
Qi_MASSIMO	974,4								



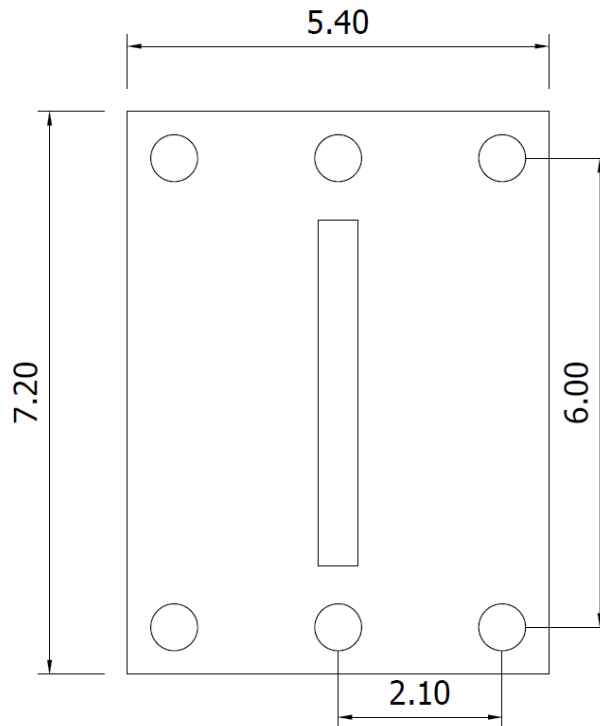
Relazione di calcolo delle fondazioni

Sollecitazioni	SLV						Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]
	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	19544,1	268157,1	-54851		13,72062	-2,8			
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]				
1	6,3	8,4	39,69	70,56	310,2	1216,1	-310,9	1215,4	
2	6,3	6,3	39,69	39,69	310,2	912,1	-310,9	911,4	
3	6,3	4,2	39,69	17,64	310,2	608,1	-310,9	607,3	
4	6,3	2,1	39,69	4,41	310,2	304,0	-310,9	303,3	
5	6,3	0	39,69	0,00	310,2	0,0	-310,9	-0,7	
6	6,3	-2,1	39,69	4,41	310,2	-304,0	-310,9	-304,8	
7	6,3	-4,2	39,69	17,64	310,2	-608,1	-310,9	-608,8	
8	6,3	-6,3	39,69	39,69	310,2	-912,1	-310,9	-912,8	
9	6,3	-8,4	39,69	70,56	310,2	-1216,1	-310,9	-1216,9	
10	4,2	8,4	17,64	70,56	310,2	1216,1	-207,3	1319,1	
11	4,2	6,3	17,64	39,69	310,2	912,1	-207,3	1015,0	
12	4,2	4,2	17,64	17,64	310,2	608,1	-207,3	711,0	
13	4,2	2,1	17,64	4,41	310,2	304,0	-207,3	407,0	
14	4,2	0	17,64	0,00	310,2	0,0	-207,3	102,9	
15	4,2	-2,1	17,64	4,41	310,2	-304,0	-207,3	-201,1	
16	4,2	-4,2	17,64	17,64	310,2	-608,1	-207,3	-505,1	
17	4,2	-6,3	17,64	39,69	310,2	-912,1	-207,3	-809,2	
18	4,2	-8,4	17,64	70,56	310,2	-1216,1	-207,3	-1113,2	
19	2,1	8,4	4,41	70,56	310,2	1216,1	-103,6	1422,7	
20	2,1	6,3	4,41	39,69	310,2	912,1	-103,6	1118,7	
21	2,1	4,2	4,41	17,64	310,2	608,1	-103,6	814,6	
22	2,1	2,1	4,41	4,41	310,2	304,0	-103,6	510,6	
23	2,1	0	4,41	0,00	310,2	0,0	-103,6	206,6	
24	2,1	-2,1	4,41	4,41	310,2	-304,0	-103,6	-97,5	
25	2,1	-4,2	4,41	17,64	310,2	-608,1	-103,6	-401,5	
26	2,1	-6,3	4,41	39,69	310,2	-912,1	-103,6	-705,5	
27	2,1	-8,4	4,41	70,56	310,2	-1216,1	-103,6	-1009,6	
28	0	8,4	0,00	70,56	310,2	1216,1	0,0	1526,4	
29	0	6,3	0,00	39,69	310,2	912,1	0,0	1222,3	
30	0	4,2	0,00	17,64	310,2	608,1	0,0	918,3	
31	0	2,1	0,00	4,41	310,2	304,0	0,0	614,3	
32	0	0	0,00	0,00	310,2	0,0	0,0	310,2	
33	0	-2,1	0,00	4,41	310,2	-304,0	0,0	6,2	
34	0	-4,2	0,00	17,64	310,2	-608,1	0,0	-297,8	
35	0	-6,3	0,00	39,69	310,2	-912,1	0,0	-601,9	
36	0	-8,4	0,00	70,56	310,2	-1216,1	0,0	-905,9	
37	-2,1	8,4	4,41	70,56	310,2	1216,1	103,6	1630,0	
38	-2,1	6,3	4,41	39,69	310,2	912,1	103,6	1326,0	
39	-2,1	4,2	4,41	17,64	310,2	608,1	103,6	1021,9	
40	-2,1	2,1	4,41	4,41	310,2	304,0	103,6	717,9	
41	-2,1	0	4,41	0,00	310,2	0,0	103,6	413,9	
42	-2,1	-2,1	4,41	4,41	310,2	-304,0	103,6	109,8	
43	-2,1	-4,2	4,41	17,64	310,2	-608,1	103,6	-194,2	
44	-2,1	-6,3	4,41	39,69	310,2	-912,1	103,6	-498,2	
45	-2,1	-8,4	4,41	70,56	310,2	-1216,1	103,6	-802,3	
46	-4,2	8,4	17,64	70,56	310,2	1216,1	207,3	1733,7	
47	-4,2	6,3	17,64	39,69	310,2	912,1	207,3	1429,6	
48	-4,2	4,2	17,64	17,64	310,2	608,1	207,3	1125,6	
49	-4,2	2,1	17,64	4,41	310,2	304,0	207,3	821,6	
50	-4,2	0	17,64	0,00	310,2	0,0	207,3	517,5	
51	-4,2	-2,1	17,64	4,41	310,2	-304,0	207,3	213,5	
52	-4,2	-4,2	17,64	17,64	310,2	-608,1	207,3	-90,5	
53	-4,2	-6,3	17,64	39,69	310,2	-912,1	207,3	-394,6	
54	-4,2	-8,4	17,64	70,56	310,2	-1216,1	207,3	-698,6	
55	-6,3	8,4	39,69	70,56	310,2	1216,1	310,9	1837,3	
56	-6,3	6,3	39,69	39,69	310,2	912,1	310,9	1533,3	
57	-6,3	4,2	39,69	17,64	310,2	608,1	310,9	1229,2	
58	-6,3	2,1	39,69	4,41	310,2	304,0	310,9	925,2	
59	-6,3	0	39,69	0,00	310,2	0,0	310,9	621,2	
60	-6,3	-2,1	39,69	4,41	310,2	-304,0	310,9	317,1	
61	-6,3	-4,2	39,69	17,64	310,2	-608,1	310,9	13,1	
62	-6,3	-6,3	39,69	39,69	310,2	-912,1	310,9	-290,9	
63	-6,3	-8,4	39,69	70,56	310,2	-1216,1	310,9	-595,0	
64	0	0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	
65	0	0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	
Qi_MINIMO	-1216,9								
Qi_MASSIMO	1837,3								



Setti da 50 cm

Per i setti da 50 cm si dispongono pali da diametro D600 disposti come in figura



SLU MAX N									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	7585,96	0	-962,36	0,00	-0,13				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	3	0	9,00	0,00	1264,3	0,0	-53,5	1210,9	
2	3	1,8	9,00	3,24	1264,3	0,0	-53,5	1210,9	
3	3	-1,8	9,00	3,24	1264,3	0,0	-53,5	1210,9	
4	-3	0	9,00	0,00	1264,3	0,0	53,5	1317,8	
5	-3	1,8	9,00	3,24	1264,3	0,0	53,5	1317,8	
6	-3	-1,8	9,00	3,24	1264,3	0,0	53,5	1317,8	
Qi_MINIMO	1210,9								
Qi_MASSIMO	1317,8								

SLU MAX e									
Sollecitazioni	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	7435,63	0	-981,24	0,00000	-0,1				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]	Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]	
1	3	0	9,00	0,00	1239,3	0,0	-54,5	1184,8	
2	3	1,8	9,00	3,24	1239,3	0,0	-54,5	1184,8	
3	3	-1,8	9,00	3,24	1239,3	0,0	-54,5	1184,8	
4	-3	0	9,00	0,00	1239,3	0,0	54,5	1293,8	
5	-3	1,8	9,00	3,24	1239,3	0,0	54,5	1293,8	
6	-3	-1,8	9,00	3,24	1239,3	0,0	54,5	1293,8	
Qi_MINIMO	1184,8								
Qi_MASSIMO	1293,8								



Setti da 65 cm

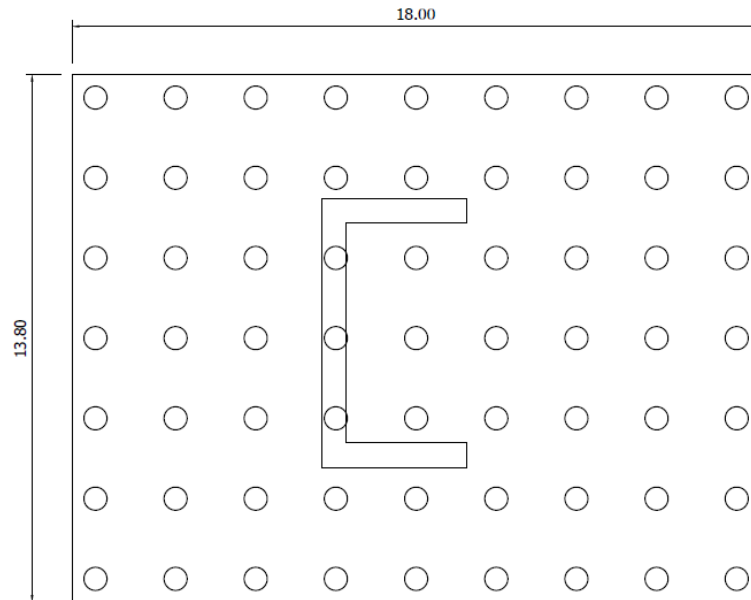


Figura 11 - Disposizione pali D600 setto 65 cm



Relazione di calcolo delle fondazioni

Sollecitazioni	SLU						Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]
	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	17141	54	-12043	0,00315	-0,7				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]				
1	4,2	-7,36	17,64	54,17	306,1	-0,3	-51,2	254,6	
2	4,2	-5,26	17,64	27,67	306,1	-0,2	-51,2	254,7	
3	4,2	-3,16	17,64	9,99	306,1	-0,1	-51,2	254,8	
4	4,2	-1,06	17,64	1,12	306,1	0,0	-51,2	254,8	
5	4,2	1,04	17,64	1,08	306,1	0,0	-51,2	254,9	
6	4,2	3,14	17,64	9,86	306,1	0,1	-51,2	255,0	
7	4,2	5,24	17,64	27,46	306,1	0,2	-51,2	255,1	
8	4,2	7,34	17,64	53,88	306,1	0,3	-51,2	255,2	
9	2,1	-7,36	4,41	54,17	306,1	-0,3	-25,6	280,2	
10	2,1	-5,26	4,41	27,67	306,1	-0,2	-25,6	280,3	
11	2,1	-3,16	4,41	9,99	306,1	-0,1	-25,6	280,4	
12	2,1	-1,06	4,41	1,12	306,1	0,0	-25,6	280,4	
13	2,1	1,04	4,41	1,08	306,1	0,0	-25,6	280,5	
14	2,1	3,14	4,41	9,86	306,1	0,1	-25,6	280,6	
15	2,1	5,24	4,41	27,46	306,1	0,2	-25,6	280,7	
16	2,1	7,34	4,41	53,88	306,1	0,3	-25,6	280,8	
17	0	-7,36	0,00	54,17	306,1	-0,3	0,0	305,8	
18	0	-5,26	0,00	27,67	306,1	-0,2	0,0	305,9	
19	0	-3,16	0,00	9,99	306,1	-0,1	0,0	306,0	
20	0	-1,06	0,00	1,12	306,1	0,0	0,0	306,0	
21	0	1,04	0,00	1,08	306,1	0,0	0,0	306,1	
22	0	3,14	0,00	9,86	306,1	0,1	0,0	306,2	
23	0	5,24	0,00	27,46	306,1	0,2	0,0	306,3	
24	0	7,34	0,00	53,88	306,1	0,3	0,0	306,4	
25	-2,1	-7,36	4,41	54,17	306,1	-0,3	25,6	331,4	
26	-2,1	-5,26	4,41	27,67	306,1	-0,2	25,6	331,5	
27	-2,1	-3,16	4,41	9,99	306,1	-0,1	25,6	331,6	
28	-2,1	-1,06	4,41	1,12	306,1	0,0	25,6	331,6	
29	-2,1	1,04	4,41	1,08	306,1	0,0	25,6	331,7	
30	-2,1	3,14	4,41	9,86	306,1	0,1	25,6	331,8	
31	-2,1	5,24	4,41	27,46	306,1	0,2	25,6	331,9	
32	-2,1	7,34	4,41	53,88	306,1	0,3	25,6	332,0	
33	-4,2	-7,36	17,64	54,17	306,1	-0,3	51,2	357,0	
34	-4,2	-5,26	17,64	27,67	306,1	-0,2	51,2	357,1	
35	-4,2	-3,16	17,64	9,99	306,1	-0,1	51,2	357,2	
36	-4,2	-1,06	17,64	1,12	306,1	0,0	51,2	357,2	
37	-4,2	1,04	17,64	1,08	306,1	0,0	51,2	357,3	
38	-4,2	3,14	17,64	9,86	306,1	0,1	51,2	357,4	
39	-4,2	5,24	17,64	27,46	306,1	0,2	51,2	357,5	
40	-4,2	7,34	17,64	53,88	306,1	0,3	51,2	357,6	
41	6,3	-7,36	39,69	54,17	306,1	-0,3	-76,8	229,0	
42	6,3	-5,26	39,69	27,67	306,1	-0,2	-76,8	229,1	
43	6,3	-3,16	39,69	9,99	306,1	-0,1	-76,8	229,2	
44	6,3	-1,06	39,69	1,12	306,1	0,0	-76,8	229,2	
45	6,3	1,04	39,69	1,08	306,1	0,0	-76,8	229,3	
46	6,3	3,14	39,69	9,86	306,1	0,1	-76,8	229,4	
47	6,3	5,24	39,69	27,46	306,1	0,2	-76,8	229,5	
48	6,3	7,34	39,69	53,88	306,1	0,3	-76,8	229,6	
49	-6,3	-7,36	39,69	54,17	306,1	-0,3	76,8	382,6	
50	-6,3	-5,26	39,69	27,67	306,1	-0,2	76,8	382,7	
51	-6,3	-3,16	39,69	9,99	306,1	-0,1	76,8	382,8	
52	-6,3	-1,06	39,69	1,12	306,1	0,0	76,8	382,8	
53	-6,3	1,04	39,69	1,08	306,1	0,0	76,8	382,9	
54	-6,3	3,14	39,69	9,86	306,1	0,1	76,8	383,0	
55	-6,3	5,24	39,69	27,46	306,1	0,2	76,8	383,1	
56	-6,3	7,34	39,69	53,88	306,1	0,3	76,8	383,2	
Qi_MINIMO	229,0								
Qi_MASSIMO	383,2								



Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto
Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001

Relazione di calcolo delle fondazioni

Sollecitazioni	SLer						Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]
	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	12511	-124,7	-8096,5	-0,00997	-0,6				
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]				
1	4,2	-7,36	17,64	54,17	223,4	0,7	-34,4	189,7	
2	4,2	-5,26	17,64	27,67	223,4	0,5	-34,4	189,5	
3	4,2	-3,16	17,64	9,99	223,4	0,3	-34,4	189,3	
4	4,2	-1,06	17,64	1,12	223,4	0,1	-34,4	189,1	
5	4,2	1,04	17,64	1,08	223,4	-0,1	-34,4	188,9	
6	4,2	3,14	17,64	9,86	223,4	-0,3	-34,4	188,7	
7	4,2	5,24	17,64	27,46	223,4	-0,5	-34,4	188,5	
8	4,2	7,34	17,64	53,88	223,4	-0,7	-34,4	188,3	
9	2,1	-7,36	4,41	54,17	223,4	0,7	-17,2	206,9	
10	2,1	-5,26	4,41	27,67	223,4	0,5	-17,2	206,7	
11	2,1	-3,16	4,41	9,99	223,4	0,3	-17,2	206,5	
12	2,1	-1,06	4,41	1,12	223,4	0,1	-17,2	206,3	
13	2,1	1,04	4,41	1,08	223,4	-0,1	-17,2	206,1	
14	2,1	3,14	4,41	9,86	223,4	-0,3	-17,2	205,9	
15	2,1	5,24	4,41	27,46	223,4	-0,5	-17,2	205,7	
16	2,1	7,34	4,41	53,88	223,4	-0,7	-17,2	205,5	
17	0	-7,36	0,00	54,17	223,4	0,7	0,0	224,1	
18	0	-5,26	0,00	27,67	223,4	0,5	0,0	223,9	
19	0	-3,16	0,00	9,99	223,4	0,3	0,0	223,7	
20	0	-1,06	0,00	1,12	223,4	0,1	0,0	223,5	
21	0	1,04	0,00	1,08	223,4	-0,1	0,0	223,3	
22	0	3,14	0,00	9,86	223,4	-0,3	0,0	223,1	
23	0	5,24	0,00	27,46	223,4	-0,5	0,0	222,9	
24	0	7,34	0,00	53,88	223,4	-0,7	0,0	222,7	
25	-2,1	-7,36	4,41	54,17	223,4	0,7	17,2	241,3	
26	-2,1	-5,26	4,41	27,67	223,4	0,5	17,2	241,1	
27	-2,1	-3,16	4,41	9,99	223,4	0,3	17,2	240,9	
28	-2,1	-1,06	4,41	1,12	223,4	0,1	17,2	240,7	
29	-2,1	1,04	4,41	1,08	223,4	-0,1	17,2	240,5	
30	-2,1	3,14	4,41	9,86	223,4	-0,3	17,2	240,3	
31	-2,1	5,24	4,41	27,46	223,4	-0,5	17,2	240,1	
32	-2,1	7,34	4,41	53,88	223,4	-0,7	17,2	239,9	
33	-4,2	-7,36	17,64	54,17	223,4	0,7	34,4	258,5	
34	-4,2	-5,26	17,64	27,67	223,4	0,5	34,4	258,3	
35	-4,2	-3,16	17,64	9,99	223,4	0,3	34,4	258,1	
36	-4,2	-1,06	17,64	1,12	223,4	0,1	34,4	257,9	
37	-4,2	1,04	17,64	1,08	223,4	-0,1	34,4	257,7	
38	-4,2	3,14	17,64	9,86	223,4	-0,3	34,4	257,5	
39	-4,2	5,24	17,64	27,46	223,4	-0,5	34,4	257,3	
40	-4,2	7,34	17,64	53,88	223,4	-0,7	34,4	257,1	
41	6,3	-7,36	39,69	54,17	223,4	0,7	-51,6	172,5	
42	6,3	-5,26	39,69	27,67	223,4	0,5	-51,6	172,3	
43	6,3	-3,16	39,69	9,99	223,4	0,3	-51,6	172,1	
44	6,3	-1,06	39,69	1,12	223,4	0,1	-51,6	171,9	
45	6,3	1,04	39,69	1,08	223,4	-0,1	-51,6	171,7	
46	6,3	3,14	39,69	9,86	223,4	-0,3	-51,6	171,5	
47	6,3	5,24	39,69	27,46	223,4	-0,5	-51,6	171,3	
48	6,3	7,34	39,69	53,88	223,4	-0,7	-51,6	171,1	
49	-6,3	-7,36	39,69	54,17	223,4	0,7	51,6	275,8	
50	-6,3	-5,26	39,69	27,67	223,4	0,5	51,6	275,6	
51	-6,3	-3,16	39,69	9,99	223,4	0,3	51,6	275,4	
52	-6,3	-1,06	39,69	1,12	223,4	0,1	51,6	275,1	
53	-6,3	1,04	39,69	1,08	223,4	-0,1	51,6	274,9	
54	-6,3	3,14	39,69	9,86	223,4	-0,3	51,6	274,7	
55	-6,3	5,24	39,69	27,46	223,4	-0,5	51,6	274,5	
56	-6,3	7,34	39,69	53,88	223,4	-0,7	51,6	274,3	
Qi_MINIMO	171,1								
Qi_MASSIMO	275,8								



Relazione di calcolo delle fondazioni

Sollecitazioni	SLV						Mom_y [kN m]	Mom_z [kN m]	Q_i [kN]
	N [kN]	My [kN m]	Mz [kN m]	ez [m]	ey [m]				
	11223,67	-15676,31	-232753,85		-1,39672	-20,7			
PALO	y [m]	z [m]	y^2	z^2	N/n pali [kN]				
1	6,3	8,4	39,69	70,56	178,2	-71,1	-1319,5	-1212,4	
2	6,3	6,3	39,69	39,69	178,2	-53,3	-1319,5	-1194,6	
3	6,3	4,2	39,69	17,64	178,2	-35,5	-1319,5	-1176,9	
4	6,3	2,1	39,69	4,41	178,2	-17,8	-1319,5	-1159,1	
5	6,3	0	39,69	0,00	178,2	0,0	-1319,5	-1141,3	
6	6,3	-2,1	39,69	4,41	178,2	17,8	-1319,5	-1123,5	
7	6,3	-4,2	39,69	17,64	178,2	35,5	-1319,5	-1105,8	
8	6,3	-6,3	39,69	39,69	178,2	53,3	-1319,5	-1088,0	
9	6,3	-8,4	39,69	70,56	178,2	71,1	-1319,5	-1070,2	
10	4,2	8,4	17,64	70,56	178,2	-71,1	-879,6	-772,6	
11	4,2	6,3	17,64	39,69	178,2	-53,3	-879,6	-754,8	
12	4,2	4,2	17,64	17,64	178,2	-35,5	-879,6	-737,0	
13	4,2	2,1	17,64	4,41	178,2	-17,8	-879,6	-719,3	
14	4,2	0	17,64	0,00	178,2	0,0	-879,6	-701,5	
15	4,2	-2,1	17,64	4,41	178,2	17,8	-879,6	-683,7	
16	4,2	-4,2	17,64	17,64	178,2	35,5	-879,6	-665,9	
17	4,2	-6,3	17,64	39,69	178,2	53,3	-879,6	-648,2	
18	4,2	-8,4	17,64	70,56	178,2	71,1	-879,6	-630,4	
19	2,1	8,4	4,41	70,56	178,2	-71,1	-439,8	-332,8	
20	2,1	6,3	4,41	39,69	178,2	-53,3	-439,8	-315,0	
21	2,1	4,2	4,41	17,64	178,2	-35,5	-439,8	-297,2	
22	2,1	2,1	4,41	4,41	178,2	-17,8	-439,8	-279,4	
23	2,1	0	4,41	0,00	178,2	0,0	-439,8	-261,7	
24	2,1	-2,1	4,41	4,41	178,2	17,8	-439,8	-243,9	
25	2,1	-4,2	4,41	17,64	178,2	35,5	-439,8	-226,1	
26	2,1	-6,3	4,41	39,69	178,2	53,3	-439,8	-208,3	
27	2,1	-8,4	4,41	70,56	178,2	71,1	-439,8	-190,6	
28	0	8,4	0,00	70,56	178,2	-71,1	0,0	107,1	
29	0	6,3	0,00	39,69	178,2	-53,3	0,0	124,8	
30	0	4,2	0,00	17,64	178,2	-35,5	0,0	142,6	
31	0	2,1	0,00	4,41	178,2	-17,8	0,0	160,4	
32	0	0	0,00	0,00	178,2	0,0	0,0	178,2	
33	0	-2,1	0,00	4,41	178,2	17,8	0,0	195,9	
34	0	-4,2	0,00	17,64	178,2	35,5	0,0	213,7	
35	0	-6,3	0,00	39,69	178,2	53,3	0,0	231,5	
36	0	-8,4	0,00	70,56	178,2	71,1	0,0	249,2	
37	-2,1	8,4	4,41	70,56	178,2	-71,1	439,8	546,9	
38	-2,1	6,3	4,41	39,69	178,2	-53,3	439,8	564,7	
39	-2,1	4,2	4,41	17,64	178,2	-35,5	439,8	582,4	
40	-2,1	2,1	4,41	4,41	178,2	-17,8	439,8	600,2	
41	-2,1	0	4,41	0,00	178,2	0,0	439,8	618,0	
42	-2,1	-2,1	4,41	4,41	178,2	17,8	439,8	635,7	
43	-2,1	-4,2	4,41	17,64	178,2	35,5	439,8	653,5	
44	-2,1	-6,3	4,41	39,69	178,2	53,3	439,8	671,3	
45	-2,1	-8,4	4,41	70,56	178,2	71,1	439,8	689,1	
46	-4,2	8,4	17,64	70,56	178,2	-71,1	879,6	986,7	
47	-4,2	6,3	17,64	39,69	178,2	-53,3	879,6	1004,5	
48	-4,2	4,2	17,64	17,64	178,2	-35,5	879,6	1022,3	
49	-4,2	2,1	17,64	4,41	178,2	-17,8	879,6	1040,0	
50	-4,2	0	17,64	0,00	178,2	0,0	879,6	1057,8	
51	-4,2	-2,1	17,64	4,41	178,2	17,8	879,6	1075,6	
52	-4,2	-4,2	17,64	17,64	178,2	35,5	879,6	1093,3	
53	-4,2	-6,3	17,64	39,69	178,2	53,3	879,6	1111,1	
54	-4,2	-8,4	17,64	70,56	178,2	71,1	879,6	1128,9	
55	-6,3	8,4	39,69	70,56	178,2	-71,1	1319,5	1426,5	
56	-6,3	6,3	39,69	39,69	178,2	-53,3	1319,5	1444,3	
57	-6,3	4,2	39,69	17,64	178,2	-35,5	1319,5	1462,1	
58	-6,3	2,1	39,69	4,41	178,2	-17,8	1319,5	1479,8	
59	-6,3	0	39,69	0,00	178,2	0,0	1319,5	1497,6	
60	-6,3	-2,1	39,69	4,41	178,2	17,8	1319,5	1515,4	
61	-6,3	-4,2	39,69	17,64	178,2	35,5	1319,5	1533,2	
62	-6,3	-6,3	39,69	39,69	178,2	53,3	1319,5	1550,9	
63	-6,3	-8,4	39,69	70,56	178,2	71,1	1319,5	1568,7	
64	0	0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	
65	0	0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	
Qi_MINIMO	-1212,4								
Qi_MASSIMO	1568,7								

10.3.2 Capacità Portante D 600 mm

Il calcolo della portanza a compressione del palo tipo CFA, d=600 mm viene condotto un solo modo ovvero quello che prevede esclusivamente la capacità portante in punta, intestata per 3-4 m in roccia.

La resistenza limite di punta in condizione di rottura vale secondo gli studi di Thorne, per rocce fratturate: $Q_{punta}(\text{limite}) = 3 \times (0.3 \times q_{um}) \times A_{punta} = 3 \times (0.3 \times 21) \times 0.283 = 5349 \text{ kN}$.

Trascurando a favore di sicurezza la resistenza per attrito laterale del palo, la portanza di progetto agli SLU (comb. A1+M1+R3) vale:

$$N_{d,res}(SLU) = 5349 / (1.7 \times 1.3) - W_{palo} \times 1.3 = \mathbf{2420-143=2277 \text{ kN}}$$

Ipotizzando un palo lungo 10m ($W_{palo \text{ max}} = 63 \text{ kN}$).

Tale valore risulta essere maggiore del valore massimo agente agli SLU (2051 kN) cfr. risultati modello di calcolo.

Le pressioni agenti alla punta valgono allo SLE:

$$SLE: Q_p / A_p = 944 \text{ kN} / 0.283 \text{ mq} = 3.3 \text{ MPa}$$

In condizione di esercizio assumendo un valore medio di q_{um} pari a 21 MPa e un fattore moltiplicativo prudenziale per rocce fratturate pari a 0.3 si ottiene una pressione ammissibile alla punta del palo (teoria di Thorne) di:

$$q_{amm,punta} = 0.3 \times 21 = 6.3 \text{ MPa} > 3.3 \text{ MPa} \text{ VERIFICA SODDISFATTA.}$$

In vece per gli sforzi di trazione si riporta la seguente capacità portante per cui si è fatto affidamento esclusivamente alla resistenza laterale del palo immerso in almeno 7 m dell'ultimo strato di flysh compatto il quale in questo caso si trova prossimo alla superficie dopo uno strato di riporto antropico e flysh poco resistente:

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE AI SENSI NTC 2018															
1368 - MOLO VIII															
Pali trivellato - 600 mm															
Caratteristiche palo Tipo palo: PALO TRIVELLATO - 2 Diametro Palo [m]: 0.6 Lunghezza Palo: 10,200 Area base [m ²]: 0.283 Carico Q a p.c. [kN/m ²]: 0.0						Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali N. tot. 1 2 3 4 5 ζ_3 1.7 1.7 1.65 1.6 1.55 1.5 ζ_4 1.7 1.7 1.55 1.48 1.42 1.34									
Coefficienti parziali per le azioni (A) Carichi A1 A2 SISMA SLE Permanenti 1,3 1 1 1 Variabili 1,5 1,3 1 1						Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M) Parametri M1 Tangente dell'angolo di attrito (ϕ) 1 Coesione efficace (c') 1 Resistenza al taglio non drenata (Cu) 1 Peso dell'unità di volume (γ) 1									
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)						PALI INFISSI PALI TRIVELLATI AD EL									
Resistenza						R1		R2		R3		R1			
Punta						1		1,7		1,35		1			
Laterale (compressione)						γ_b		1		1,45		1,15			
Totale (compressione)						γ_t		1		1,6		1,3			
Laterale in trazione						γ_{st}		1		1,6		1,25			
Resistenza a Trazione (Tabella riassuntiva) Calcolo Peso Palo															
Wp,k		44 (kN)		Valore Medio		Valore Minimo		Rd		Wp		Rd,1 - Wp			
Wp,k x 1		44 (kN)		kN		kN		kN		kN		kN			
Approccio 2		A1+M1+R3		2119		2119		1246		1246		1246			
												44		1290	



N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FALDA (m)	PRESIONI														PARAMETRI DRENATI						Olim. LATERALE			
			γ Terreno [kNm ⁻³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	Concilia [C]	Area laterale [m ²]	Area punta [m ²]	ΔZ [m]	U base [kPa]	U media [kPa]	Plot base [kPa]	Plot media [kPa]	P' base [kPa]	P' media [kPa]	ϕ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan ($\mu\phi$)	Nq	tau [kPa] parametri drenati	tau [kPa] non drenati	Olim. Lat. Parametri drenati [kPa]
1	H trave	GRANULARE 1,5	18,0	0,00	1,50	0,00	0,00	0,000	1,50	0	0	27	14	27	14	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00				
2	Riporto Antropico	GRANULARE 1,5	18,0	1,50	1,66	0,60	0,00	0,30	0,283	0,16	2	1	29,88	28	28	28	0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00				
3	B Flysh Alterato	GRANULARE 1,5	19,0	1,66	4,70	0,60	0,00	5,73	0,283	3,04	31	16	87,64	59	56	43	33	19,0	0,00	0,5	0,7	0,46				
4	C Flysh	GRANULARE 1,5	22,5	4,70	11,70	0,60	0,00	13,19	0,283	7,00	100	51	245,14	166	145	116	32	270,0	0,67	0,5	0,6	0,36	201	0	2649	2649
																									2649	2649

Quindi si considera una resistenza a trazione massima del singolo palo pari a $R_{td} = 2276$ kN

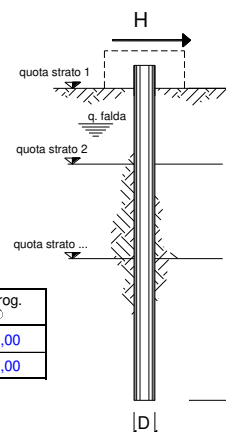
Si raccomanda di rispettare tale profondità nello strato del flysh C (7 m) resistente per garantire una adeguata resistenza alla trazione per quanto riguarda le fondazioni degli elementi sotto.

Mentre per gli elementi pilastro è sufficiente una profondità nello strato di flysh resistente C di 3-4 m in quanto questi elementi non generano sforzi di trazione data la loro modesta rigidezza rispetto ai setti.

opera **MOLO VIII**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_F	γ_{Cu}	γ_T	
SUU	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 checked="" 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 type="radio"/>	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00	

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	H trave	11,7	18	8	30	3,00	0	30	3,00	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Riporto	13,2	18	8	30	3,00	0	30	3,00	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	B	13,36	19	9	35	3,69	0	35	3,69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	C	16,4	23	13	33	3,39	0	33	3,39	0
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	0		1,00	0
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **10,45** (m)
 Diametro del palo D **0,60** (m)
 Lunghezza del palo L **10,20** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **633,19** (kNm)
 Step di calcolo **0,01** (m)

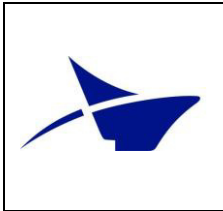
- palo impedito di ruotare
- palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	527,4 (kN)		527,4 (kN)	
Palo intermedio	912,4 (kN)		912,4 (kN)	
Palo corto	2893,6 (kN)		2893,6 (kN)	
H_{med}	527,4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	527,4 (kN)

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ **340,24 (kN)**

$H_d = H_k/\gamma_T$ **261,73 (kN)**



Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
Raggio = 300 (mm)
Sforzo Normale = 1 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

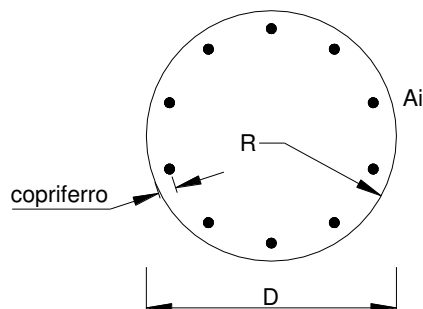
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1,0

α_{cc} = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,25$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 450,0$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0,218%

ϵ_{uk} = 10,000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
22	ϕ 20	6911,50	50
0	ϕ 18	0,00	70
0	ϕ 8	0,00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 633,2$ (kN m)

Inserisci