

NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE

LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSA
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F

OPERE D'ARTE MINORI
CENTRALE ANTINCENDIO
RELAZONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etablish par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N. MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCHE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOSIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	I	M	A	2	O	8
Lot Cos. Lot. Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	I	M	R	E	1	4	1	1	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOSIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5. AZIONI DI PROGETTO	7
5.1 Terreno di infissione	8
5.2 Carichi variabili a tergo	10
5.3 Azioni sismiche	10
6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	11
7. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	13
8. VERIFICHE DELLA PALANCOLATA	15
8.1 Calcolo delle spinte sulle pareti	15
8.2 Verifica strutturale della palancolata	17
8.3 Calcolo sollecitazioni	17
8.4 Verifica infissione	19
8.5 Verifica di resistenza della palancolata - STR	21
9. VERIFICA STRUTTURA DI CONTRASTO	25
10. VERIFICHE STABILITÀ IDRAULICHE DELLA VASCA	30
10.1 PREMESSA	30
10.2 VERIFICA SIFONAMENTO	32
11. ALLEGATO 1	33

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Pianta e sezioni vasca	5
Figura 3: Schema di scavo della palanco lata e strutture di contrasto.....	7
Figura 4: Stralcio planimetria sondaggi (doc PD2-C3A-MUS-1204-A-AP-PLA).....	8
Figura 5: Risultati sondaggio SC1 (doc PD2C3AMUS1200AAPNOT pag. 27).....	9
Figura 6: Comportamento di un'opera flessibile multi-anmcorata.....	11
Figura 7: Diagramma di spinte apparenti sulla parete.....	12
Figura 8: Condizioni di verifica per la palanco lata	14
Figura 9: Diagrammi delle sollecitazioni nella palanco lata (STR).....	18
Figura 10: Condizione di equilibrio limite per una parete continua immersa nel terreno .	19
Figura 11: Sezione tipologica palanco lata Larssen 23	21
Figura 12: Calcolo area di taglio secondo EC3	23
Figura 13: schema struttura contrasto	25
Figura 14: modello di calcolo con identificazione profili	25
Figura 15: sforzo normale profili	26
Figura 16: taglio agente profili.....	26
Figura 17: momento agente profili.....	26
Figura 18: Sezione opere provvisorie.....	30

1. Premessa

Il presente elaborato riporta le verifiche geotecniche e strutturali relative alle opere provvisorie necessarie per l'esecuzione della vasca antincendio interrata relativa al Progetto di Delocalizzazione dell'area dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale area ubicata nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

Nel seguito vengono quindi riportate la descrizione delle strutture, la modellazione e le verifiche effettuate.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni";

- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617** - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** - *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"* ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** - *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica - Istruzioni per l'applicazione"*

Oltre alle predette norme, quando non in contrasto con esse, sono stati utilizzati i seguenti riferimenti di letteratura tecnica consolidata

- R. Lancellotta – J. Calavera *"Fondazioni"* McGraw-Hill 1999
- Manuale CALTRANS 2015 per la progettazione delle opere infrastrutturali viarie;
- Manuale FHWA 1999 per la progettazione delle opere infrastrutturali viarie;
- V. Pane – C. Tamagnini *"Analisi dei diaframmi multiancorati"* Hevelius 2004
- V. Mosco – G. Marconi *"Progettazione e calcolo di pali di fondazione e paratie in acciaio"* Siderservizi 1982
- B. Cordova *"Costruzioni in acciaio"* Hoepli 2012

3. Descrizione delle strutture

Per la realizzazione della vasca di cui alla successiva figura, è necessario prevedere la realizzazione di una palancolata provvisoria in grado di contenere gli scavi necessari alla realizzazione della vasca.

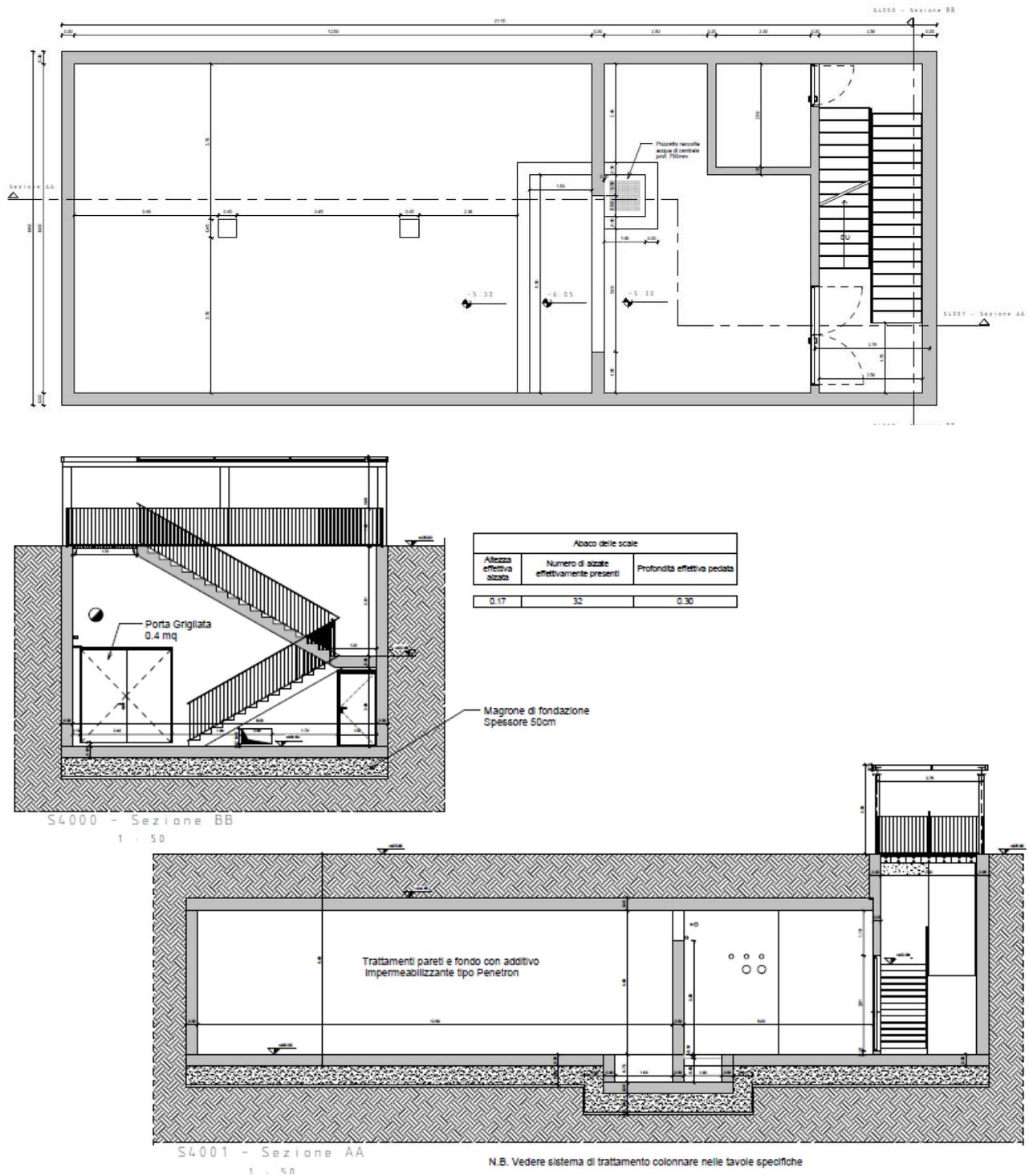


Figura 1: Pianta e sezioni vasca

L'opera provvisoria, come rappresentato in figura, è costituita dal palancole tipo "Larsen 23", o equivalenti, che realizzano una cinturazione continua, mutuamente contrastate tra loro, in grado di contenere, per l'usuale meccanismo di infissione nel terreno e la presenza di opportune strutture di contrasto su due registri, le spinte dello scavo a paramento verticale.

La presenza delle strutture di contrasto permette di realizzare una struttura di contenimento che consente di realizzare una forma autostabile.

La struttura si comporta, a tutti gli effetti, come una paratia provvisoria con un solo livello di contrasti. E come tale ne verrà valutata la sua stabilità.

4. Caratteristiche dei materiali

E' previsto l'uso dei seguenti materiali:

A) Palancole

Per la realizzazione delle palancole, in accordo alle vigenti norme si utilizza un acciaio di classe S275JR

I parametri di resistenza sono i seguenti

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_t = 430 \text{ N/mm}^2;$$

Il fattore parziale di sicurezza è pari a $\gamma_{M0} = 1.05$

La tensione limite di calcolo è $f_{yd} = 275/1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2 \sim 2238 \text{ kg/cm}^2$

Per la verifica a taglio si ha $f_{vd} = 275/\sqrt{3}/1.05 = 151.2 \text{ N/mm}^2 \sim 1512 \text{ kg/cm}^2$

B) Strutture di contrasto

Per i profili di contrasto si prevede la classe di acciaio come al punto precedente.

5. Azioni di progetto

Le azioni che cimentano l'opera sono essenzialmente le spinte del termo a tergo.

Vista la presenza nell'area di escursioni significative del livello di falda, si terrà conto nel calcolo della massima elevazione riportata nei documenti geotecnici di accompagnamento del progetto. Nello specifico si assumerà che essa possa giacere a circa 2m dal p.c..

Si assumerà anche la presenza di un carico variabile a tergo palancolata pari a: 20 kN/mq^1 per considerare la presenza di mezzi di cantiere operanti a fianco al manufatto.

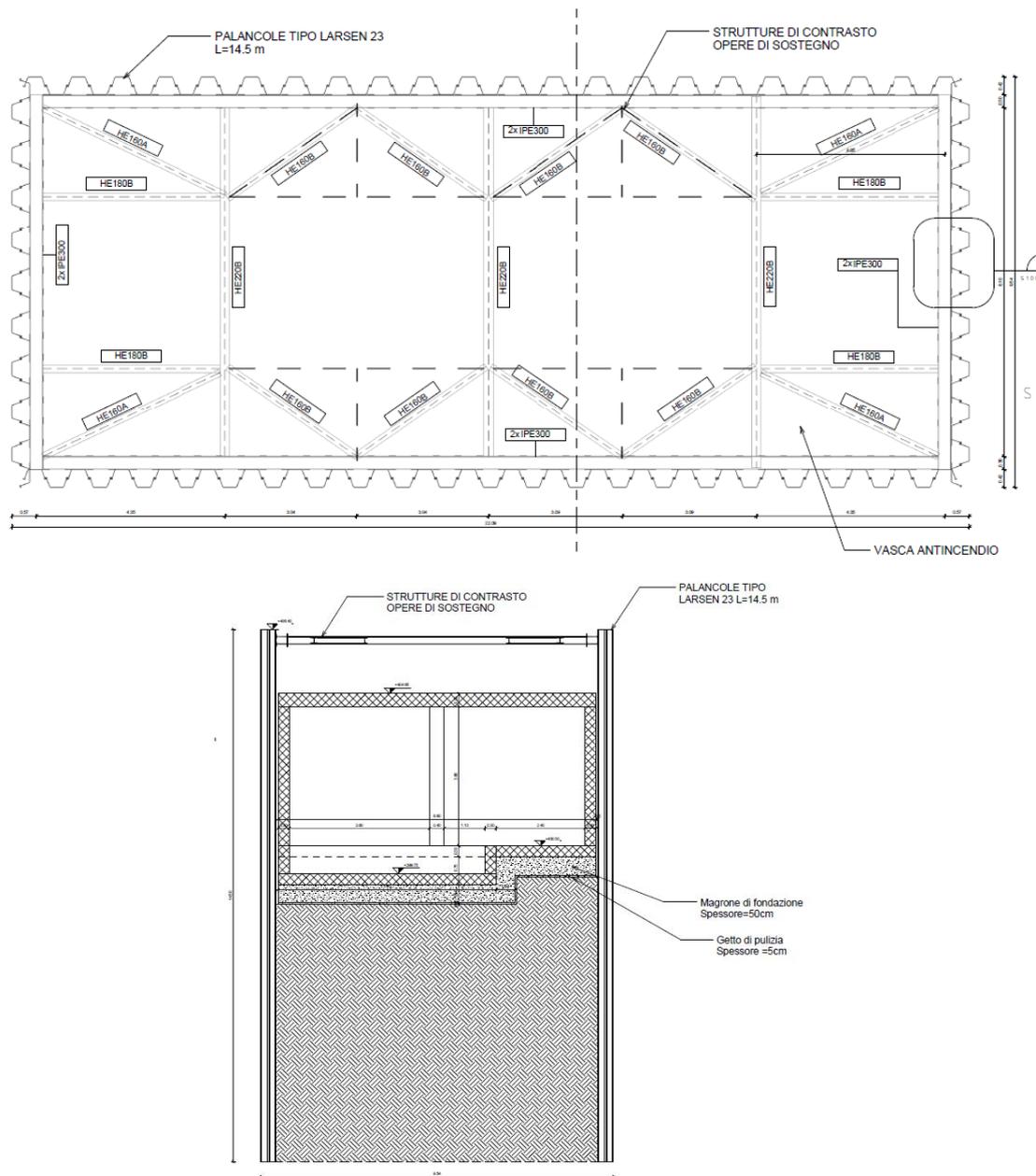


Figura 2: Schema di scavo della palanco lata e strutture di contrasto

¹ Cfr. paragrafo azioni ed allegato 1 per giustificare tale carico

Per quanto riguarda le azioni indotte dal terreno occorre valutare la stratigrafia in sito e considerare che la palancolata sarà installata all'interno di un rilevato esistente.

5.1 Terreno di infissione

Per il terreno di infissione occorre fa riferimento alle indagini geognostiche di corredo a progetto. Segnatamente si fa riferimento ai seguenti documenti:

- i. Relazione geologico geotecnica progetto definitivo PD2C3AMUS1200AAPNOT
- ii. Tavola di localizzazione dei sondaggi PD2-C3A-MUS-1204-A-AP-PLA
- iii. Integrazione campagna diagnostica relativa al progetto esecutivo
- iv. Planimetria sondaggi: PD2-C3A-MUS-1204-A-AP-PLA.dwg
- v.

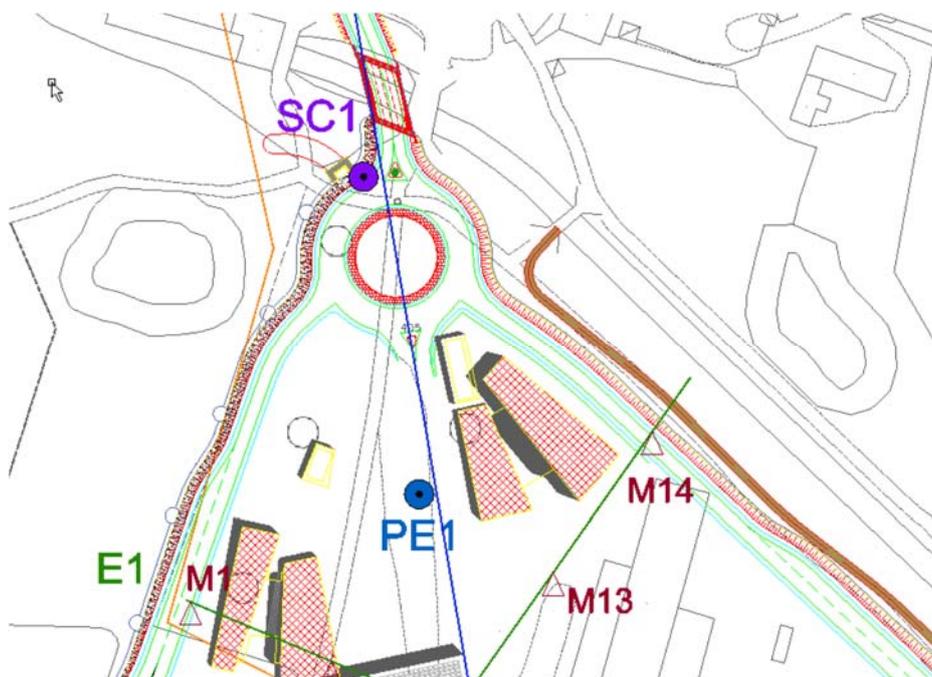


Figura 3: Stralcio planimetria sondaggi (doc PD2-C3A-MUS-1204-A-AP-PLA)

Gli esiti delle risultanze di tali prospezioni sono dedotti dal doc. i) e sono qui di seguito riassunti.

La caratterizzazione del terreno in sito è sintetizzata alla successiva Tabella 1.

I parametri necessari per i calcolo sono esposti alla Figura 4 successiva.

In base alle unità litostratigrafiche principali descritte più nel dettaglio nel capitolo 5.1, in base ai risultati delle prove in foro ed in laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell'area di studio quattro unità geotecniche fondamentali:

- *unità geotecnica UG1: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa.*
- *unità geotecnica UG2: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell'UG1; orizzonti sabbiosi discontinui di potenza ridotta sono rinvenibili a differenti profondità intervallati alle ghiaie dominanti.*
- *unità geotecnica UG3: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto.*
- *unità geotecnica UG4: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica) intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15 m di profondità.*

Tabella 1: Sintesi unità geologiche dell'area (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT)

I parametri meccanici relativi ai sondaggi eseguiti sono qui di seguito riportati.

Codice sondaggio	Progetto	Straumentazione in foro	Profondità prova	Litotipo	Prove SPT			
					N1	N2	N3	NSPT
			(m)					
Sc1	PD delocalizzazione Autoporto	piezometro	3	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa grigiastro	12	10	9	19
			6	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa grigiastro	10	9	11	20
			9	ghiaia eterometrica poligenica, rari ciottoli, con sabbia limosa di colore nocciola	12	13	15	28
			12	ghiaia eterometrica poligenica, rari ciottoli, con sabbia limosa di colore nocciola	18	23	19	42
			15	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore nocciola	11	15	25	40
			18	limo argilloso-sabbioso debolmente ghiaioso nocciola-grigiastro	10	8	8	16
			21	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	17	23	25	48
			24	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	22	28	30	58
			27	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	25	28	33	61

Figura 4: Risultati sondaggio SC1 (doc PD2C3AMUS1200AAPNOT pag. 27)

In relazione ai parametri meccanici, si farà riferimento a quanto esposto nelle Tab. 7 ed 8 del doc. i), per comodità riportate alla successiva figura.

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (sondaggi PD 2013)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	φ°	φ°	E (MPa)	G0 (Mpa)
1	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso	15	UG1	25	31	19	41
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	51	UG2	35	41	56	86
20 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	43	UG3	33	39	48	76
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	15	UG4	24	31	19	40

Tab. 7 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi per il Progetto Definitivo 2013

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (SPT sondaggi Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	φ°	φ°	E (MPa)	G0 (Mpa)
no valori	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso		UG1				
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	15	UG2	25	31	19	41
39 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	50	UG3	35	41	55	83
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	8	UG4	22	29	12	28

Tab. 8 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi della Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte

Tabella 2: Sintesi parametri meccanici per le UG del sito

Alla luce delle tabelle precedenti, per il regime di spinta si assumono i seguenti parametri meccanici:

- Numero colpi SPT (fino a 6m) $N = 19-20$
- Angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 32.7-33.3^\circ \rightarrow$ assunto 32°
- Peso unitario $\gamma' = 20.00 \text{ kN/m}^3$

La falda è risultata interessare strati tendenzialmente superficiali, tra 1.2-3.8 m con media a circa 2.5m dal p.c. (cfr. pag. 17 del doc. i)).

5.2 Carichi variabili a tergo

Si prevede un carico variabile pari a $q = 20 \text{ kN/mq}$.

Detto carico intende simulare gli effetti di eventuali mezzi di cantiere a tergo manufatto o di eventuale stoccaggio di materiale. Si vede in proposito l'allegato 1.

5.3 Azioni sismiche

Essendo l'opera provvisoria l'azione sismica non è pertinente, dato che le NTC2008 al Capitolo 2.4.1 indicano che: "le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni."

Quindi, nel caso in esame, non verranno eseguite le verifiche sismiche.

6. Modellazione della struttura

Per le verifiche di cui al successivo paragrafo, la palancolata è modellata come opera di sostegno flessibile contrastata in testa da una strutture rigide.

L'altezza di spinta vale $H = 6.10\text{m}$

Per la tipologia di opera in esame il calcolo è condotto in accordo alle usuali procedure che prevedono la definizione di un regime di spinte di involucro (metodo delle pressioni apparenti), sviluppato da Terzaghi e Peck (1967) e successivamente recepito in varie linee guida internazionale (CALTRANS ed. 2015, FHWA, ed. 1999).

Il metodo prevede la definizione, in relazione al tipo di terreno di un regime di spinte di involucro che possano simulare per tutte le fasi di esecuzione dell'opera le spinte a tergo.

Il metodo è sufficientemente consolidato e validato nei succitati documenti da poter essere utilizzato in tale contesto.

La successiva figura riporta le indicazioni relative al metodo in oggetto, tratte dalle linee guida FHWA; nello specifico è riportato il regime di pressioni che rappresenta l'involuppo delle pressioni nella parete.

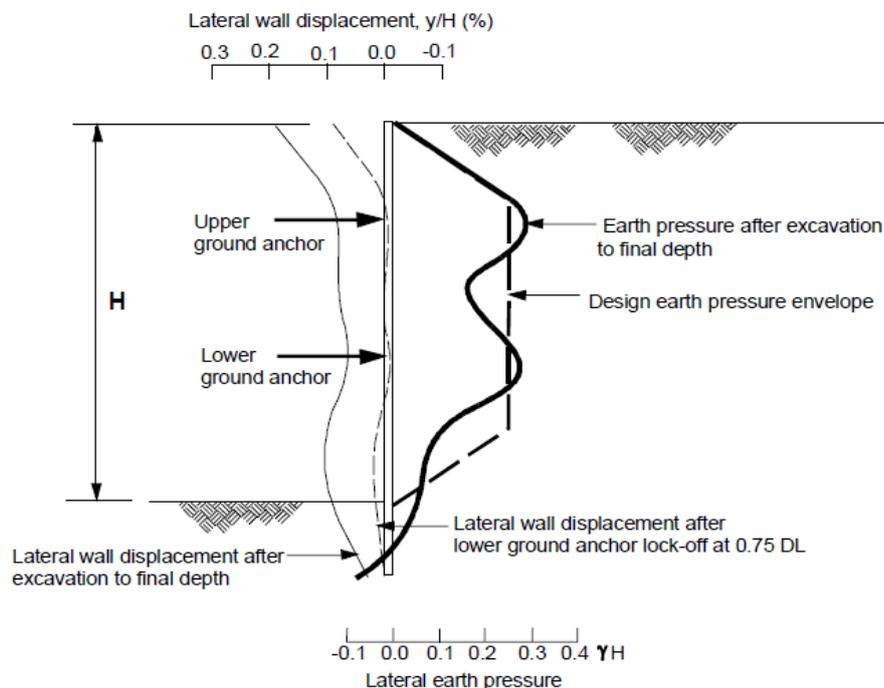


Figura 5: Comportamento di un'opera flessibile multi-ancorata

Lo schema qualitativo di cui alla figura precedente trova una sua quantificazione nella seguente assunzione relative ai regimi di spinta:

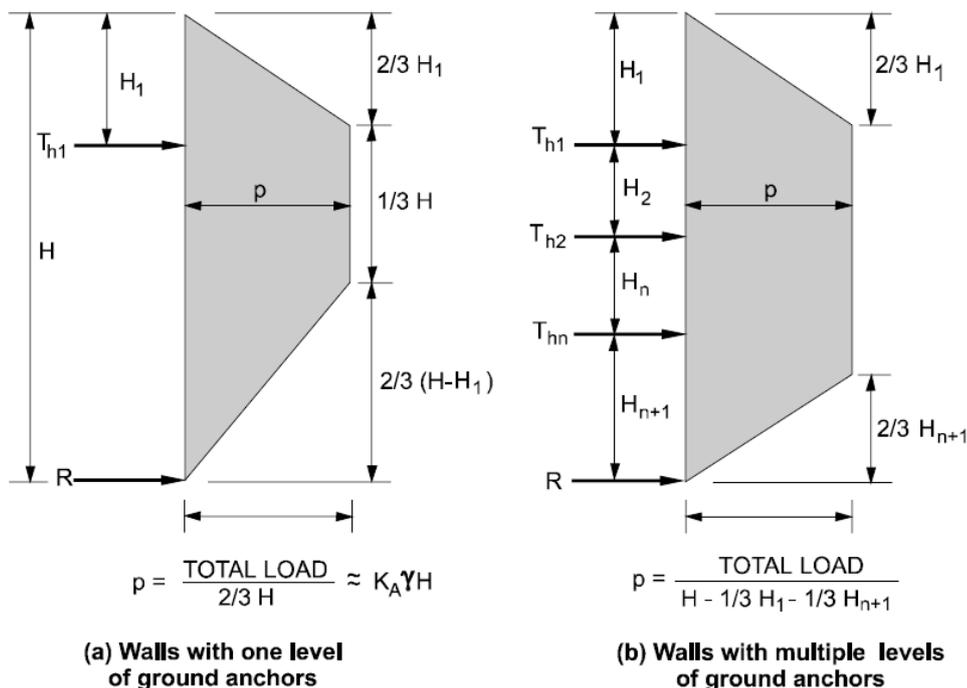


Figura 6: Diagramma di spinte apparenti sulla parete

Per il calcolo della spinta massima p indicata dal trapezio di pressione occorre calcolare il valore del carico totale agente sulla parete (per ml), ossia il parametro "TOTAL LOAD" indicato in Figura 6. Secondo le raccomandazioni di letteratura si ha

$$F_{\text{tot}} = 0.65 \gamma' K_a H^2 = 1.3 * (1/2 * \gamma' K_a H^2) = 1.3 * S_{\text{tot}}$$

con K_a = coefficiente di spinta attiva

S_{tot} = spinta totale ad andamento triangolare (Rankine)

Definite le spinte, è possibile risolvere lo schema di calcolo, tenendo conto che il problema è di equilibrio iperstatico e quindi non sono sufficienti le equazioni cardinali della statica per dedurre le incognite del problema:

- Profondità di infissione d ($=1.2d_0$);
- Controspinta R al piede.

e verificare la capacità del sistema di palancole, in termini di resistenza a flessione e taglio del singolo elementi.

Tanto considerato, si procederà con la definizione del regime di spinte totali secondo Rankine quindi si imposterà uno specifico modello di calcolo a trave, e con le reazioni individuate alle

varie quote, dedotte si verificherà il telaio chiuso rappresentando dal sistema di travi e puntoni di contrasto. Per le predette valutazioni numeriche si rimanda ai successivi paragrafi.

7. Condizioni e combinazioni di carico

Ai sensi delle vigenti norme (NTC 2008 §6.5.3.1.2) per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

A) Condizione GEO

Le condizioni in esame sono rappresentate dai seguenti stati limite

- Collasso per rotazione intorno ad un punto (atto di moto rigido, realistico per paratie a sbalzo o con 1 solo ordine di vincolamento)
- Collasso per carico limite verticale
- Collasso per sfilamento di uno o più ancoraggi
- Instabilità globale del complesso terreno-struttura

B) Condizione UPL-HYD

Nel caso in esame non vengono considerate in quanto le opere strutturali non sono intressate dalla presenza di falda che soggiace mediamente a -2.50 m dal p.c.).

C) Condizione STR

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- C1: A1+ M1+ R1 → Verifiche STR
- C2: A2+ M2+ R2 → Verifiche GEO

Le seguenti figure riportano la sintesi dei fattori parziali di sicurezza da applicare come previsti dalle norme:

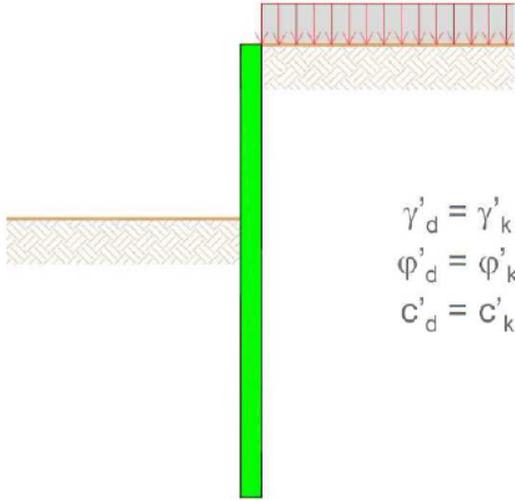
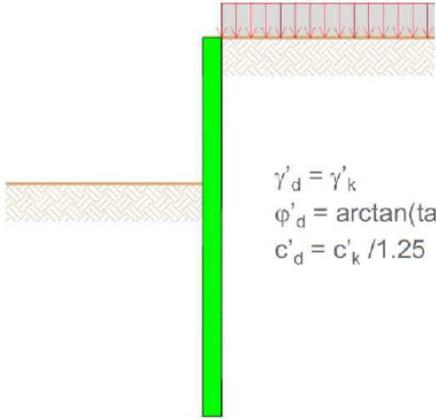
<u>Verifiche di tipo STR</u>		<u>Verifiche di tipo GEO</u>	
COMBINAZIONE C1 – A1 M1 R1		COMBINAZIONE C2 – A2 M2 R1	
 $\begin{aligned}\gamma'_d &= \gamma'_k \\ \phi'_d &= \phi'_k \\ c'_d &= c'_k\end{aligned}$		 $\begin{aligned}\gamma'_d &= \gamma'_k \\ \phi'_d &= \arctan(\tan \phi'_k / 1.25) \\ c'_d &= c'_k / 1.25\end{aligned}$	
Fattori parziali di sicurezza		Fattori parziali di sicurezza	
Carichi	Parametri	Carichi	Parametri
$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_{\tan \phi} = 1,25$	$\gamma_G = 1,0/1,3$	$\gamma_{\tan \phi} = 1,0$
$\gamma_Q = 1,3$	$\gamma_c = 1,25$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_c = 1,0$
Calcolo profondità di infissione		Verifica strutturale delle palncola	

Figura 7: Condizioni di verifica per la palancolata

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

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

Tabella 3: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.I delle NTC08)

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

Tabella 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle NTC08)

Nel caso in esame si procederà come di seguito:

- i. Verifica strutturale \rightarrow condizione STR per il calcolo diagramma pressioni in e relative verifiche degli elementi (palancole, travi e puntoni di contrasto);
- ii. Verifica infissione \rightarrow condizione GEO per la verifica della profondità di infissione (calcolo della reazione R da assorbire come contropesante del terreno di infissione).

8. Verifiche della palancolata

8.1 Calcolo delle spinte sulle pareti

Nel paragrafo in esame si procede al calcolo dei diagrammi di spinta apparente per le condizioni STR e GEO dell'Approccio 1 previsto dalla norma. Le formule di cui alla Figura 6 sono implementate in uno specifico foglio di calcolo, ed i risultati sono di seguito riportati:

A. Calcolo spinte in condizioni STR

Angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 32^\circ$
Angolo di resistenza a taglio di calcolo	$\phi'_d = 32^\circ$
Peso unitario terreno di calcolo	$\gamma'_d = 1.3 \cdot 2000 = 2600 \text{ kg/m}^3$

B. Calcolo spinte in condizioni GEO

Angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 32^\circ$
Angolo di resistenza a taglio di calcolo	$\phi'_d = 26.5^\circ$
Peso unitario terreno di calcolo	$\gamma'_d = 1.0 \cdot 2000 = 2000 \text{ kg/m}^3$

Come calcolato alle successive tabella la spinta totale sulla parete si arrotonda a $S_T = 365 \text{ kN/ml}$ di parete

Calcolo spinte sulla parete - STR

$\varphi =$	32 °	angolo di resistenza al taglio				
$K_a =$	0.307	coeff. di spinta attiva				
$\gamma_{sat} =$	20 kN/mc	p.p. terreno saturo				
$\gamma_w =$	10 kN/mc	p.p. acqua				
$h_w =$	2 m	quota falda				
$q =$	20 kN/mq	variabile a tergo				
$\Delta q =$	6.15 kN/mq	incremento spinta				
z (m)	p_0 (kN/mq)	p_1 (kN/mq)	p_2 (kN/mq)	Punti di calcolo		
0	0.00		6.15	"0"	testa palancola	
2	12.29	0.00	6.15	"1"	quota falda	
6.1	24.89	41.00	6.15	"2"	piede palancola	
Condizione STR						
z (m)	p_{0d} (kN/mq)	p_{1d} (kN/mq)	p_{2d} (kN/mq)	p_{sd} (kN/mq)	Spinte risultanti	
0	0.00	0.00	9.22	9.22	34.41	kN/m (0-1)
2	15.98	0.00	9.22	25.20	246.14	kN/m (1-2)
6.1	32.35	53.30	9.22	94.87	280.55	kN/m = S_{tot}
$\gamma_{G/Q} =$	1.3	1.3	1.5		364.72	kN/m = $1.3 * S_{tot}$

Calcolo spinte sulla parete – GEO

$\varphi =$	26.6 °	angolo di resistenza al taglio				
$K_a =$	0.382	coeff. di spinta attiva				
$\gamma_{sat} =$	20 kN/mc	p.p. terreno saturo				
$\gamma_w =$	10 kN/mc	p.p. acqua				
$h_w =$	2 m	quota falda				
$q =$	20 kN/mq	variabile a tergo				
$\Delta q =$	7.64 kN/mq	incremento spinta				
z (m)	p_0 (kN/mq)	p_1 (kN/mq)	p_2 (kN/mq)	Punti di calcolo		
0	0.00		7.64	"0"	testa palancola	
2	15.28	0.00	7.64	"1"	quota falda	
6.1	30.95	41.00	7.64	"2"	piede palancola	
Condizione STR						
z (m)	p_{0d} (kN/mq)	p_{1d} (kN/mq)	p_{2d} (kN/mq)	p_{sd} (kN/mq)	Spinte risultanti	
0	0.00	0.00	9.93	9.93	35.15	kN/m (0-1)
2	15.28	0.00	9.93	25.21	219.54	kN/m (1-2)
6.1	30.95	41.00	9.93	81.88	254.69	kN/m - tot
$\gamma_{G/Q} =$	1	1	1.3		331.09	kN/m = $1.3 * S_{tot}$
					0.91	GEO/STR

8.2 Verifica strutturale della palancolata

Per la verifica strutturale della palancolata si impostano due modelli di calcolo monodimensionali, costituiti da elementi “beam”; gli elementi hanno la sezione corrispondente al modulo di palancola, considerato il profilo scelto, e sono soggetti, per l’interasse di calcolo al regime di spinte apparenti di cui al paragrafo precedente.

Con tale modello è possibile calcolare la reazione al piede che sarà utilizzata al paragrafo successivo per la verifica dell’infissione.

La verifica è svolta per le due altezze massima e minima.

8.3 Calcolo sollecitazioni

Si ha $H = 6.1$ ml

$$J = 42000 \text{ cm}^4/\text{ml di parete}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$S_{eq} = 17.2 \text{ cm}$$

I carichi valgono:

$$p_{STR} = p_{GEO} = 365/(2/3*6.1) = 89.75 \text{ kN/m} = 8975 \text{ kg/m (a trapezio per ml di parete)}$$

$$p_{STR} = p_{GEO} = 365/(6.1) = 59.83 \text{ kN/m} = 5983 \text{ kg/m (uniforme per ml di parete)}$$

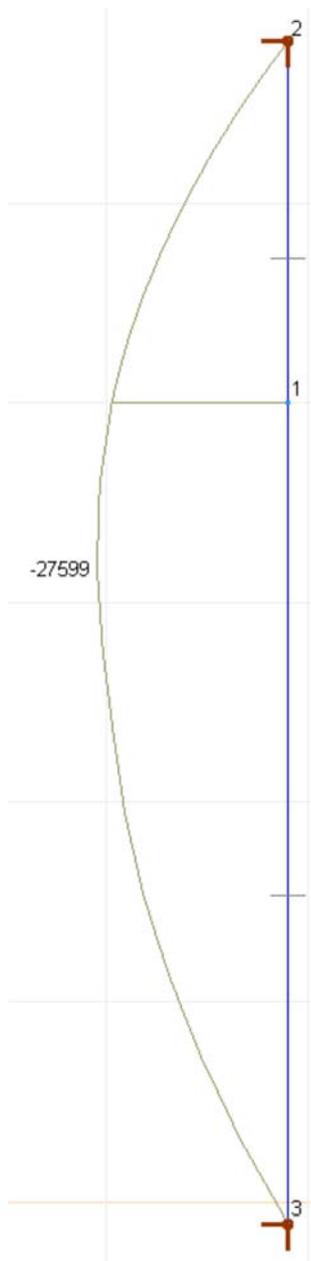
Dai diagrammi della figura successiva si hanno i seguenti dati:

Il momento di calcolo vale $M_{Sd} = 27599 \text{ kg*m/m} = 2759900 \text{ kg*cm/m}$

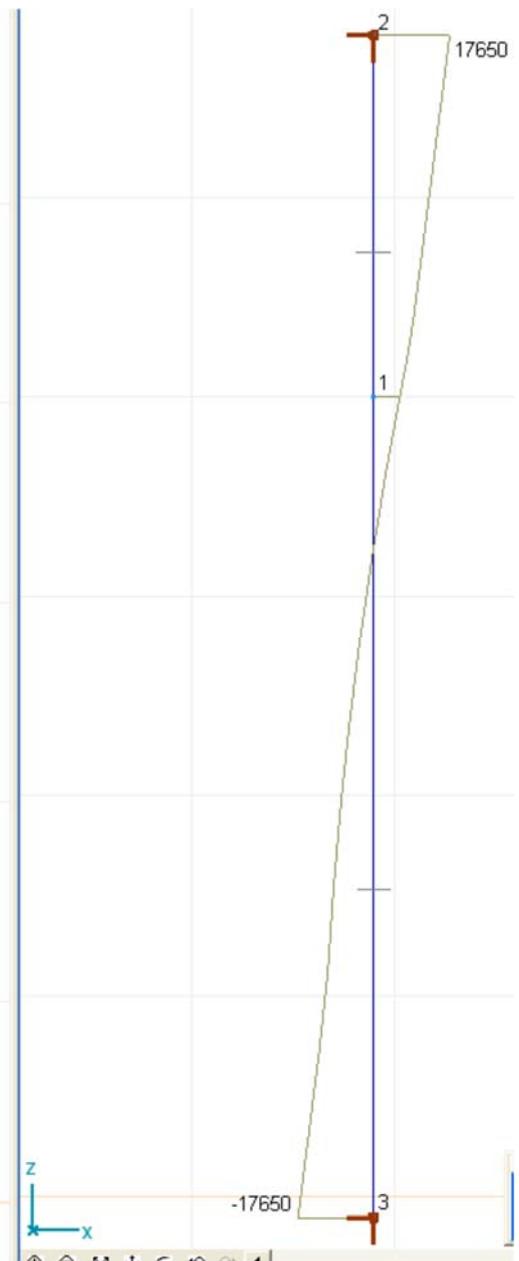
Il taglio di calcolo vale $V_{Sd} = 17650 \text{ kg}$

Diagramma delle sollecitazioni

Momento flettente



Taglio

**Figura 8: Diagrammi delle sollecitazioni nella palanca (STR)**

La reazione al piede vale

 $R_d = 17650 \text{ kg/ml di parete}$

8.4 Verifica infissione

Il calcolo della profondità di infissione è effettuato secondo l'approccio definito in letteratura come metodo dell'Equilibrio limite. Nello specifico si ha il seguente schema:

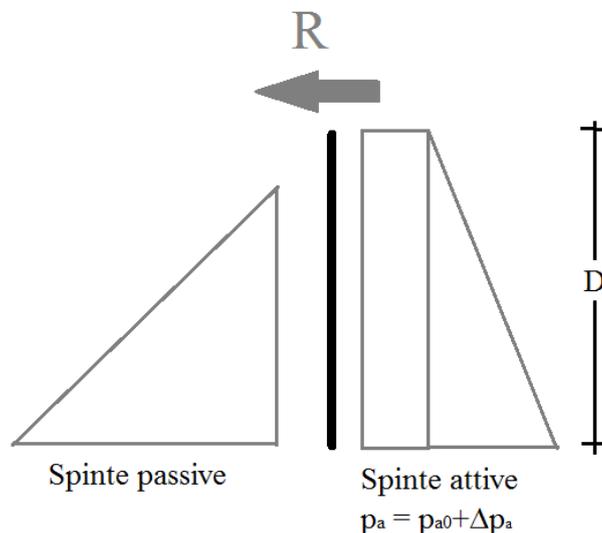


Figura 9: Condizione di equilibrio limite per una parete continua immersa nel terreno

Per il calcolo di D si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto di applicazione di R , e si ottiene una stima dell'infissione:

al stima dell'infissione si ottiene con la formula seguente

$$t = p_{0a}/\gamma/(K_{p2}-K_{a2})$$

Si controlla quindi che col valore così calcolato di infissione (t) l'ammissibilità in termini di spinta passiva mobilitata sia soddisfatta, ossia che la frazione di spinta passiva mobilitata, C_d , sia inferiore a quella disponibile:

$$C_d = (R + F_a)/F_p < 1$$

Le equazioni di equilibrio sono implementate in uno specifico foglio elettronico.

Il calcolo della profondità di infissione si effettua con l'approccio 1, condizione A2+M2+R2

La ragione R al fondo scavo è dedotta dai calcoli del paragrafo precedente, ed è posto prudenzialmente pari a $R_d = 18000 \text{ kg}$

Per la valutazione dei regimi di spinta si utilizzano i seguenti coefficienti di spinta relativi al terreno di infissione (nel caso specifico sarà $\phi' = 28^\circ$)

- Spinta attiva secondo Coulomb $K_{a2} = \text{tg}^2(45-\phi/2)$
- Spinta passiva secondo Coulomb $K_{p2} = \text{tg}^2(45+\phi/2)$

I calcoli sono consegnati al seguente foglio di calcolo:

Verifica profondità di infissione			
$R_b =$	18000	kg/ml	azione alla testa infissione
$d =$	7	m	profondità di infissione
$d_0 =$	1	m	quota da fondo scavo di spinta passiva non agente
$\phi' =$	28	°	0.48869 rad
$\phi'_d =$	23.04	°	0.40218 rad
$K_{a2} =$	0.343		coefficiente di spinta attiva Coulomb
$K_p =$	2.912		coefficiente di spinta passiva Coulomb
$p_{a0} =$	5152	kg/mq	Pressione attiva alla base della parete
Controllo spinta passiva mobilitata			
$S_{at} =$	52890	kg	Sp. Att. Terreno per ml di muro
$S_{pt} =$	104821	kg	Sp. Passiva valle per ml di muro
$R =$	18000	kg	azione alla testa infissione
Frazione spinta passiva mobilitata			
$C_d =$	0.68	< 1	Ver. SI

Per la verifica si è assunta una infissione $D = 7$ m

La spinta passiva mobilitata è al 55% del totale → l'infissione è sufficiente per l'equilibrio

8.5 Verifica di resistenza della palancolata - STR

Con le sollecitazioni dedotte dallo schema teorico del 8.2, riportate alla §Figura 8 si hanno i seguenti valori massimi delle azioni interne:

Il momento di calcolo vale $M_{sd} = 27599 \text{ kg}\cdot\text{m/m} = 2759900 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$

Il taglio di calcolo vale $V_{sd} = 17650 \text{ kg}$

Le sollecitazioni calcolate al paragrafo precedente sono riferite al ml di muro; considerata la geometria della palancola, di seguito esposta, esse sono già riferite all'interasse Δx di calcolo.

La geometria della sezione di palancola utilizzata è riportata alla successiva figura:

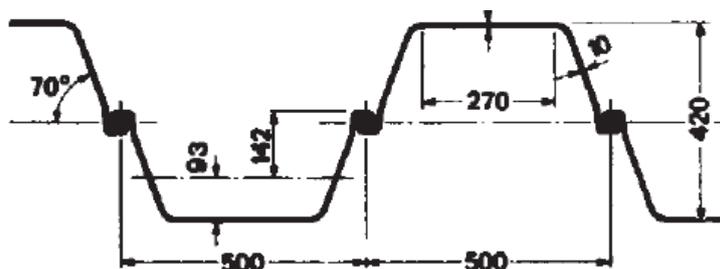


Figura 10: Sezione tipologica palancola Larssen 23

Dalle tabelle di produzione si hanno i seguenti dati statici e geometrici:

Profilo	B mm	H mm	t mm	s mm	b mm	PESO kg/m	PESO PARATIA kg/m ²	MODULO DI RESISTENZA Wy cm ³ /m	MOMENTO DI INERZIA Iy cm ⁴ /m
GU 16-400	400	290	12,7	9,4		62,0	154,9	1.560	22.580
III n	400	290	13,0	9,0	250	62,2	155,5	1.600	23.200
G62	400		13,0	9,5	320	62,0		1.600	23.200
GU 18-400	400	292	15,0	9,7		69,3	173,3,9	1.785	26.090
GU 12-500	500	340	9,0	8,5		56,6	113,2	1.155	19.640
GU 13-500	500	340	10,0	9,0		60,8	121,7	1.260	21.390
GU 15-500	500	340	12,0	10,0		69,3	138,6	1.460	24.810
VL 503	500	340	9,7	8,4	266	58,7	117,3	1.250	21.191
G61	500		10,0	9,0	285	61,0		1.275	21.900
VL 503 K	500	340	10,0	8,0	266	61,4	122,8	1.300	22.054
VL 503 Z	500	340	10,0	10,0	265	65,3	130,6	1.315	22.719
Larssen 22 10/10	500	310	10,0	10,0	340	65,4	130,0	1.300	21.100
Larssen 43	500	420	12,0	12,0		83,0	166,0	1.660	34.900
Larssen 23	500	420	9,7	8,2		77,5	155,0	2.000	42.000
Larssen 24	500	420	9,7	8,2		87,5	175,0	2.500	52.500
Larssen 24/12	500	420	10,0	9,0		92,7	185,4	2.550	53.610
Larssen 25	500	420	10,0	10,0		103,0	206,0	3.040	63.840

Tabella 5: Tabelle di produzione palancole

Per la verifica di resistenza si seguono le indicazioni dell'EC3.

La classificazione della sezione è svolta in relazione alla seguente figura:

Table 5-1: Classification of cross-sections

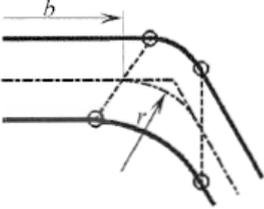
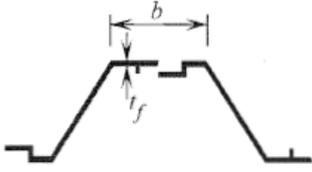
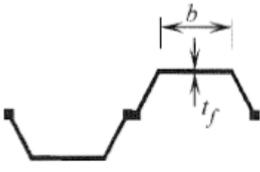
Classification	Z-profile	U-profile					
							
Class 1	<ul style="list-style-type: none"> - the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out 						
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$					
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$					
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
<p>Key:</p> <p>b: width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio r/t_f is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used;</p> <p>t_f: thickness of the flange for flanges with constant thickness;</p> <p>r: midline radius of the corners between the webs and the flanges;</p> <p>f_y: yield strength.</p> <p>Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.</p>							

Tabella 6: Classe di sezione secondo EC3

Per la verifica dovrà risultare

$$M_{Sd} \leq M_{e,Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

A) Verifica a flessione

La palancola è classificabile come sezione in classe 3; infatti si ha

$$B = 500 \text{ mm} \quad b = 270 \text{ mm} \quad t_f = 9.7 \text{ mm}$$

$$a = b/t_f = 270/9.7 = 27.8$$

$$\epsilon = 0.93$$

Quindi $a/\epsilon = 29 < 49 \rightarrow$ sezione in classe 3

Il momento resistente è dedotto dall'espressione: $M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_{yd} / \gamma_{M0}$.

Il parametro $\beta_B < 1$ tiene conto del comportamento specifico delle palancole nel loro assemblaggio.

Per la determinazione di β_B si può fare riferimento solo alla letteratura tecnica consolidata o a versioni NAD dell'EC3 (esempio quella tedesca o inglese).

Si ritrova che il parametro in esame varia nell'intervallo [0.6; 0.9].

Per il calcolo in oggetto si porrà $\beta_B = 0.6$.

Il momento di calcolo vale $M_{Sd} = 2759900 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{m}$

Il modulo di resistenza elastico vale $W_{el} = 2000 \text{ cm}^3 / \text{m}$

Il momento resistente vale $M_{c,Rd} = 0.6 \cdot 2000 \cdot 2570 = 3084000 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{m}$

Si ha $M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \rightarrow$ la sezione è verificata

B) *Verifica a taglio*

Per il calcolo del taglio resistente, secondo l'EC3 si ha: $V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{vd}$

Per il calcolo dell'area resistente a taglio A_v vale quanto riportato alla successiva figura:

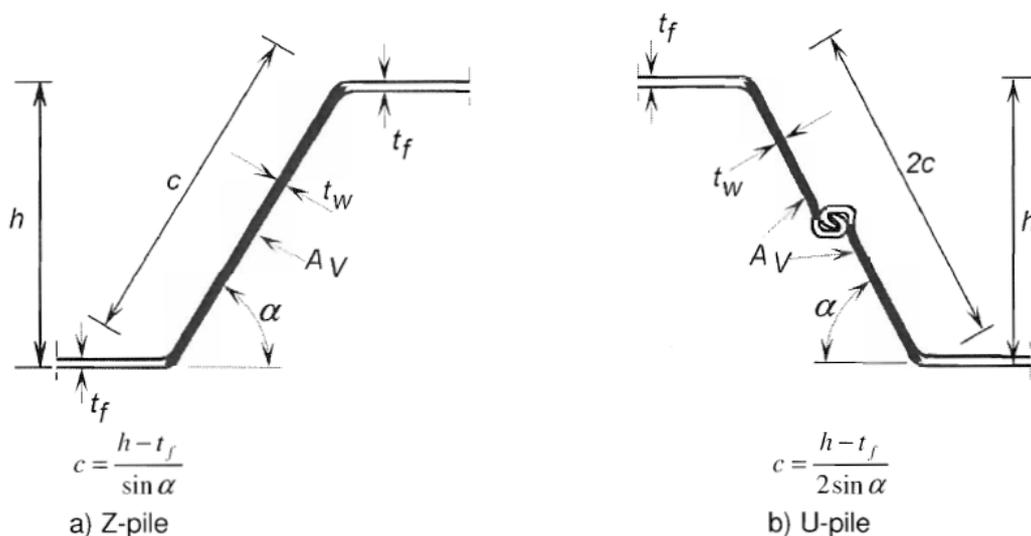


Figure 5-1: Definition of the shear area

Figura 11: Calcolo area di taglio secondo EC3

Con la figura di cui sopra alla mano l'area di taglio vale $A_v = t_w (h - t_f)$

Il taglio di calcolo vale $V_{Sd} \sim 18000 \text{ kg}$

con $t_w = 10 \text{ mm}$ $h = 420 \text{ mm}$ $t_f = 9.7 \text{ mm} \sim 10 \text{ mm}$

si ha $A_v = 1 \cdot (42 - 1) = 41 \text{ cmq}$

Il taglio resistente vale $V_{pl,Rd} = 1480 \cdot 41 = 60680 \text{ kg}$

Si ha $V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow$ la sezione è verificata

Dato che risulta $V_{Sd} < 0.5 V_{pl,Rd}$ non occorre ridurre il momento resistente per effetto del taglio.

La verifica di resistenza si conclude complessivamente con esito positivo.

9. Verifica struttura di contrasto

In seguito è riportato lo schema della struttura di contrasto.

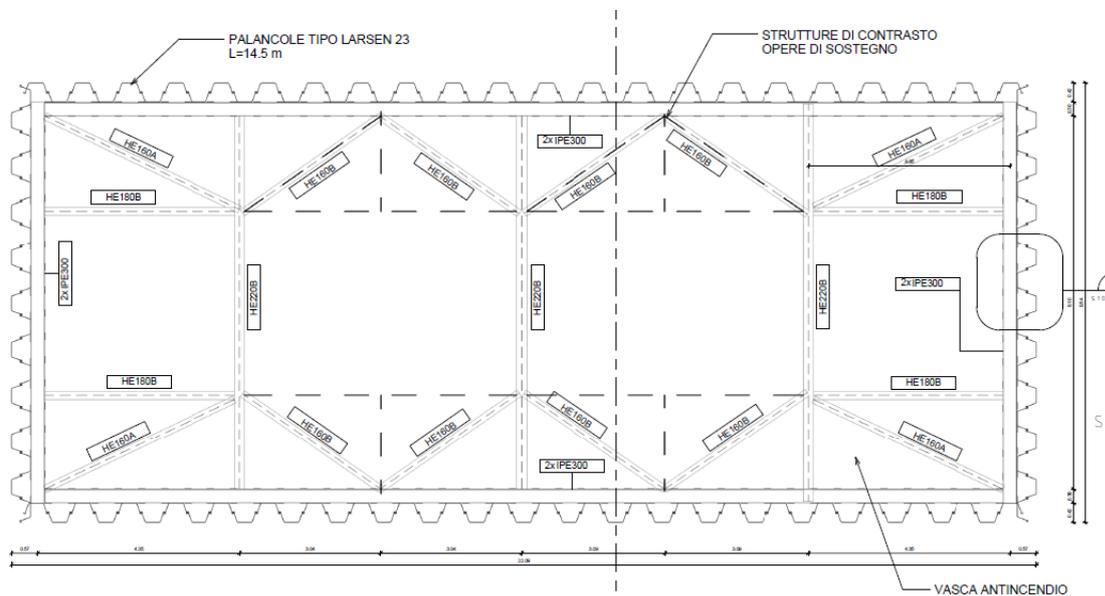


Figura 12: schema struttura contrasto

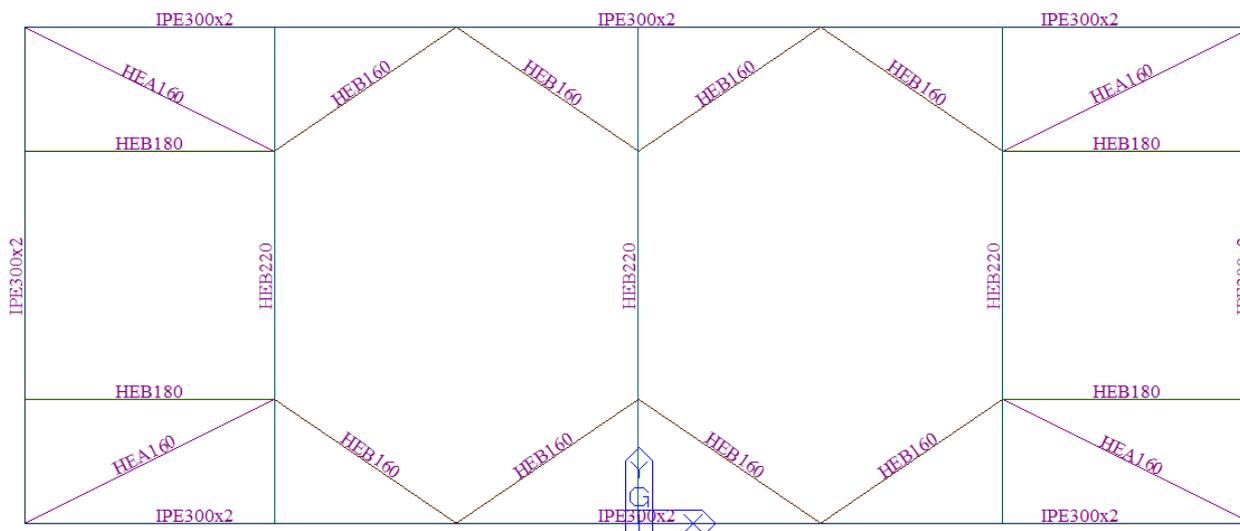


Figura 13: modello di calcolo con identificazione profili

Alla struttura di contrasto è applicata la reazione derivata dal calcolo della palancole pari a 18000 kg/m a SLU.

In seguito sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni:

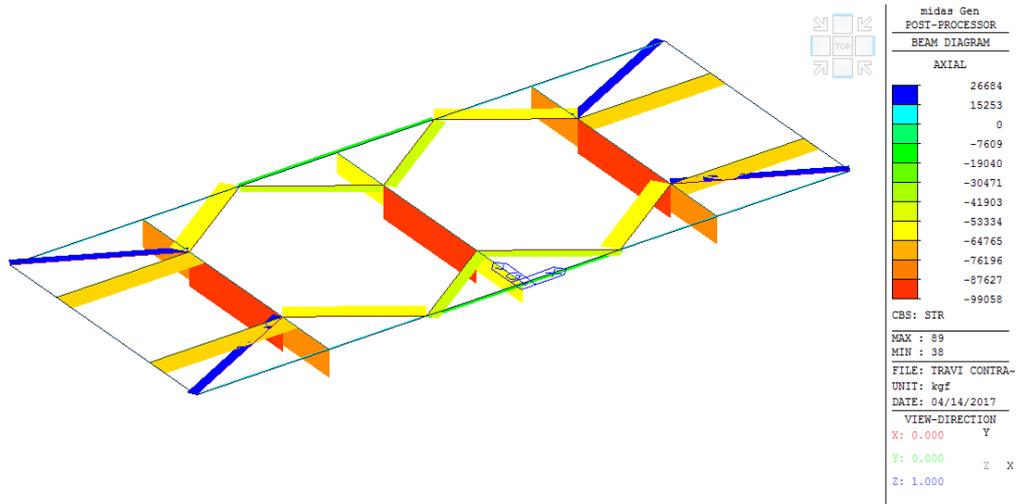


Figura 14: sforzo normale profili

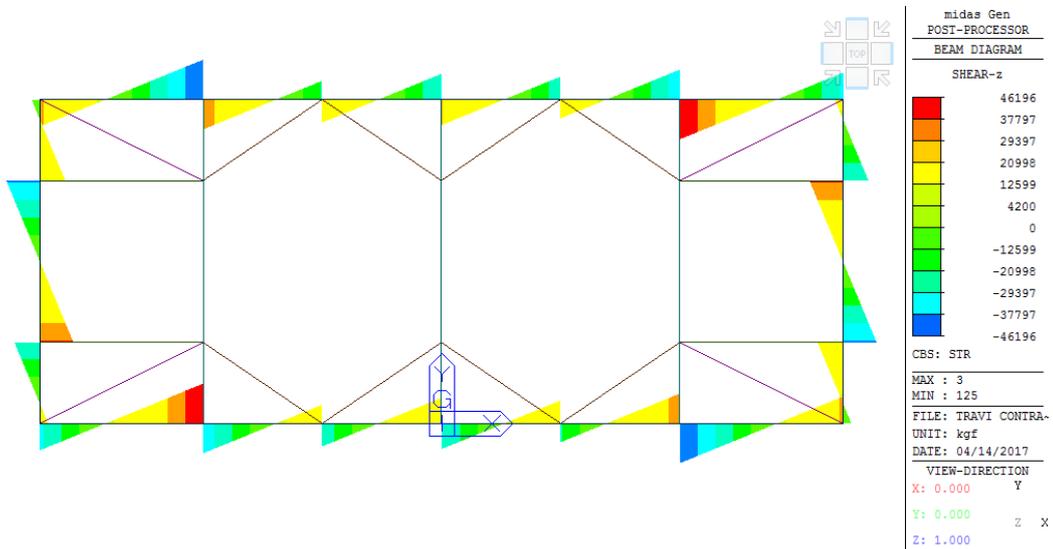


Figura 15: taglio agente profili

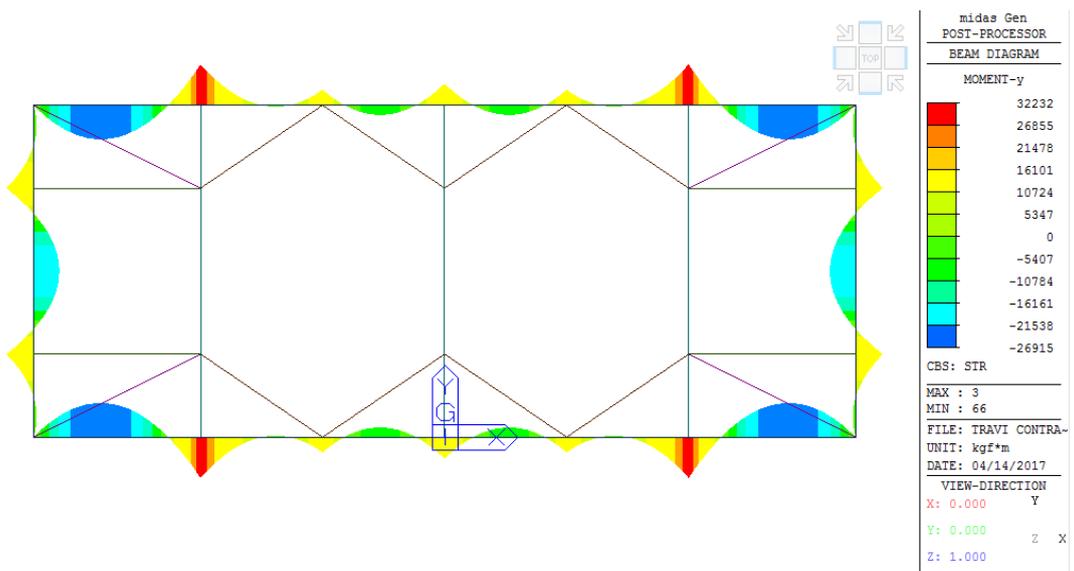
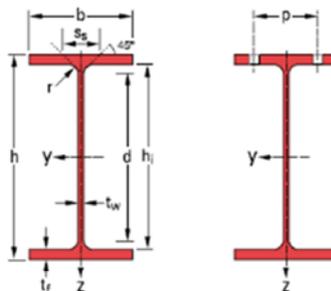


Figura 16: momento agente profili

Verifica doppie IPE300

In seguito è riportata la verifica riferita ad una singola IPE300, le azioni agenti sono ottenute dividendo per due le azioni lette dal modello di calcolo.

VERIFICA MEMBRATURE ACCIAIO			
NTC2008			
Materiale			
Acciaio	275		
f_{yk}	2750 kg/cm ²	Tensione di snervamento	
f_{tk}	4300 kg/cm ²	Tensione di rottura	
γ_{M0}	1.05	Coeff. sicurezza materiale	
γ_{M2}	1.25	Coeff. sicurezza	
f_{yd}	2619 kg/cm ²	Tensione di progetto	
E	2100000 kg/cm ²	Modulo di Young	
Dati sezione			
SEZIONE	IPE 300		
L	5 m	Lunghezza profilo	
G_1	42.2 kg/m	Peso proprio	
h	30 cm	Altezza	
d	24.86 cm	Altezza netta anima	
b	15 cm	Larghezza	
t_w	0.71 cm	Spessore anima	
t_f	1.07 cm	Spessore ala	
r	1.5 cm	Raggio raccordo	
A	53.81 cm ²	Area	
I_y	8356 cm ⁴	Momento d'inerzia asse Y	
$W_{el,y}$	557.10 cm ³	Modulo elastico asse Y	
$W_{pl,y}$	628.40 cm ³	Modulo plastico asse Y	
I_z	603.8 cm ⁴	Momento d'inerzia asse Z	
$W_{el,z}$	80.50 cm ³	Modulo elastico asse Z	
$W_{pl,z}$	125.20 cm ³	Modulo plastico asse Z	
A_{vz}^*	25.68 cm ²	Area resistente a tagliodir. Z	
A_{vy}^*	32.10 cm ²	Area resistente a taglio dir. Y	
Classificazione profilo			
Anima		Flangia	
c	24.86 cm	c	5.645 cm
t	0.71 cm	t	1.07 cm
ϵ	0.92	ϵ	0.92
FLESSIONE	1		
COMPRESSIONE	2	1	
CLASSE PROFILO	2		
Calcolo plastico			



Flessione e taglioInfluenza taglio **SI** ρ_y 0.03598 ρ_z 1 **$M_{y,V,Rd}$ 16239 kgm Momento resistente flessione e taglio**

Sollecitazioni		Impegno sezione
N_{Ed}^*	0 kg	0.00 Impegno sforzo normale
M_{yD}	16116 kgm	0.99 Impegno momento flettente asse y
M_{zD}	0 kgm	0.00 Impegno momento flettente asse z
F_{zD}	23098 kg	0.59 Impegno taglio asse z
F_{yD}	0 kg	0.00 Impegno taglio asse y
T_{Ed}	0 kgm	

La sezione risulta per cui verificata

Verifica profili

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

```
-----
LCB C      Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
-----
1 1          PT1( 1.000) +                G1( 1.300)
-----
```

```
-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]                Gen 2017
=====
```

```
*.PROJECT      :
*.UNIT SYSTEM : kgf, m
```

```
-----
[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.
-----
```

CHK	MEMB	SECT	Section	Fy	LCB	Len	Ly	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR	Material			Lu	Lz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
	39	1	HEB220			8.60000	8.60000	1.00	-99058	1596.35	1596.35	106.692	-49.624	743.133	-	-
OK	0.88	0.02	S275	2.8E+07	1	4.30000	4.30000	1.00	134741	0.00000	21685.7	10252.0	110596	42157.6	-	-
	44	3	HEB160			3.80347	3.80347	1.00	-53303	0.00000	0.00000	100.201	105.378	0.00000	-	-
OK	0.79	0.00	S275	2.8E+07	1	3.80347	3.80347	1.00	70258.8	0.00000	9271.43	4414.25	65897.7	0.00000	-	-
	14	4	HEA160			4.80755	4.80755	1.00	26683.9	0.00000	0.00000	114.390	95.1756	0.00000	-	-
OK	0.30	0.00	S275	2.8E+07	1	4.80755	4.80755	1.00	101619	0.00000	6442.86	3048.73	46512.4	0.00000	-	-
	18	5	HEB180			4.30000	4.30000	1.00	-67886	0.00000	0.00000	154.014	143.269	0.00000	-	-
OK	0.84	0.00	S275	2.8E+07	1	4.30000	4.30000	1.00	84300.9	0.00000	12623.8	6011.91	79204.2	0.00000	-	-

Le sezioni risultano verificate

10. Verifiche stabilità idrauliche della vasca

10.1 Premessa

Di seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite Ultimi relativamente alla stabilità del fondo scavo.

La struttura provvisoria è prevista con la funzione di presidiare del sifonamento del fondo scavo ammesso che il livello della falda si attesti durante le operazioni di costruzione alla massima quota prevista nei documenti geotecnici (doc. i) di corredo al presente progetto.

In tal senso, nei successivi calcoli si assumerà la falda alla quota di -2m dal p.c. nell'intorno della vasca.

A vasca eseguita la assenza delle palancole provvisoria non garantisce l'abbattimento delle sottospite, pertanto è necessario verificare al galleggiamento la vasca, considerata in condizione di fuori esercizio (vuota). A tal fine è stato previsto un magrone armato

Di seguito si riportano le verifiche pertinenti per i due casi di verifica.

Lo schema di calcolo è il seguente:

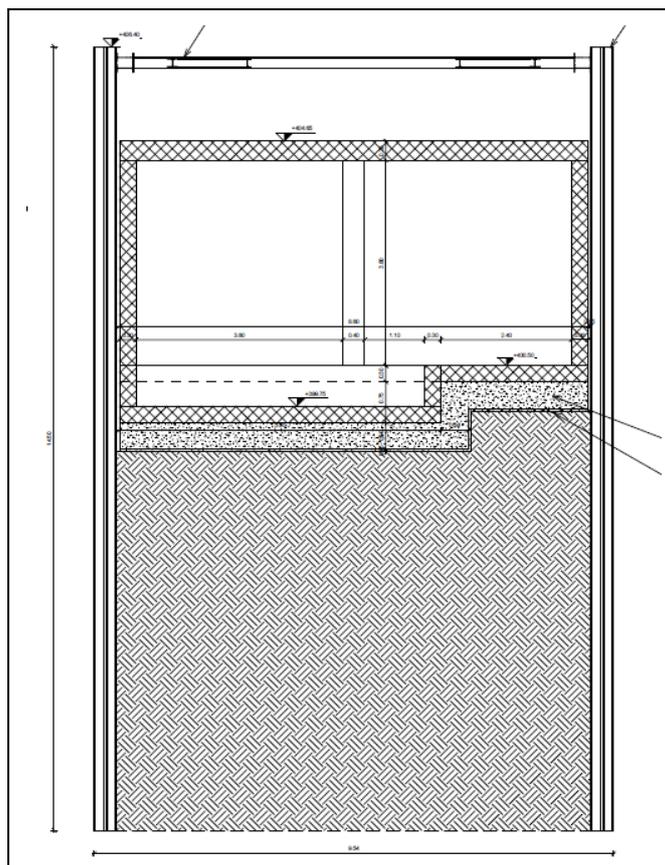


Figura 17: Sezione opere provvisionali

Le verifiche sono condotte con riferimento al § 6.2.3.2 delle NTC e le tabelle successive riportano i coefficienti parziali relativi alle due ipotesi di verifica.

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Tabella 7: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche di sollevamento e di sifonamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione in stabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4 \text{ NTC})$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5 \text{ NTC})$$

I relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III delle NTC.

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV delle NTC:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6 \text{ NTC})$$

10.2 Verifica sifonamento

I dati di calcolo sono i seguenti:

quota falda dal p.c.	$h_w = 2.00 \text{ m}$
peso del terreno saturo sotto falda	$\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$
quota fondo scavo dalla falda	$z_w = 4.10 \text{ m}$
quota fondo scavo dal p.c.	$H = 6.10 \text{ m}$
Approfondimento della palancola	$D = 7.00 \text{ m}$
Percorso di filtrazione	$L = z_w + 2D = 4.1 + 2 \cdot 7 = 18.1 \text{ m}$
Carico idraulico al fondo scavo	$\Delta h = z_w = 4.10 \text{ m}$
Gradiente di efflusso	$i_E = z_w / L = 4.1 / 18.1 = 0.226$
Verifica a sifonamento	
Azione instabilizzante	$u_{\text{inst,d}} = 1.3 \cdot \gamma_w \cdot D \cdot (1 + i_E)$ $u_{\text{inst,d}} = 1.3 \cdot 10 \cdot 7 \cdot (1 + 0.226) = 111.6 \text{ kN/mq}$
Azione stabilizzante	$\sigma_{\text{stb,d}} = 0.9 \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot D$ $\sigma_{\text{stb,d}} = 0.9 \cdot 18 \cdot 7 = 113.4 \text{ kN/mq} > u_{\text{inst,d}}$

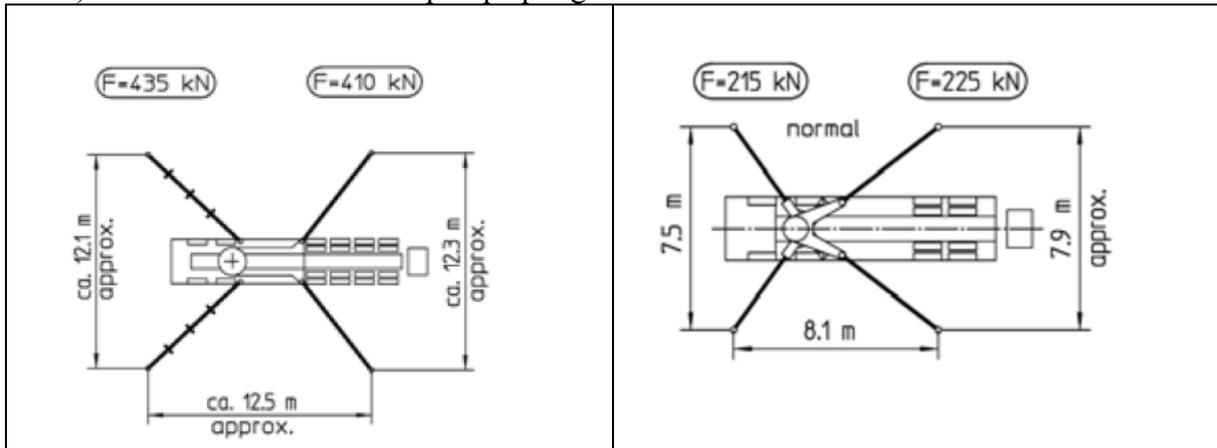
La verifica è soddisfatta

11. Allegato 1

Per il calcolo è stato utilizzato un carico variabile pari a 20kN/mq. In assenza di ulteriori indicazioni di normativa, fatti salvi neve e transito stradale (qui non pertinente), si è ipotizzato che nell'esercizio della vita dell'opera per questioni manutentive o similari, a tergo del manufatto possa incidere un carico indotto da stabilizzatori di mezzi di sollevamento.

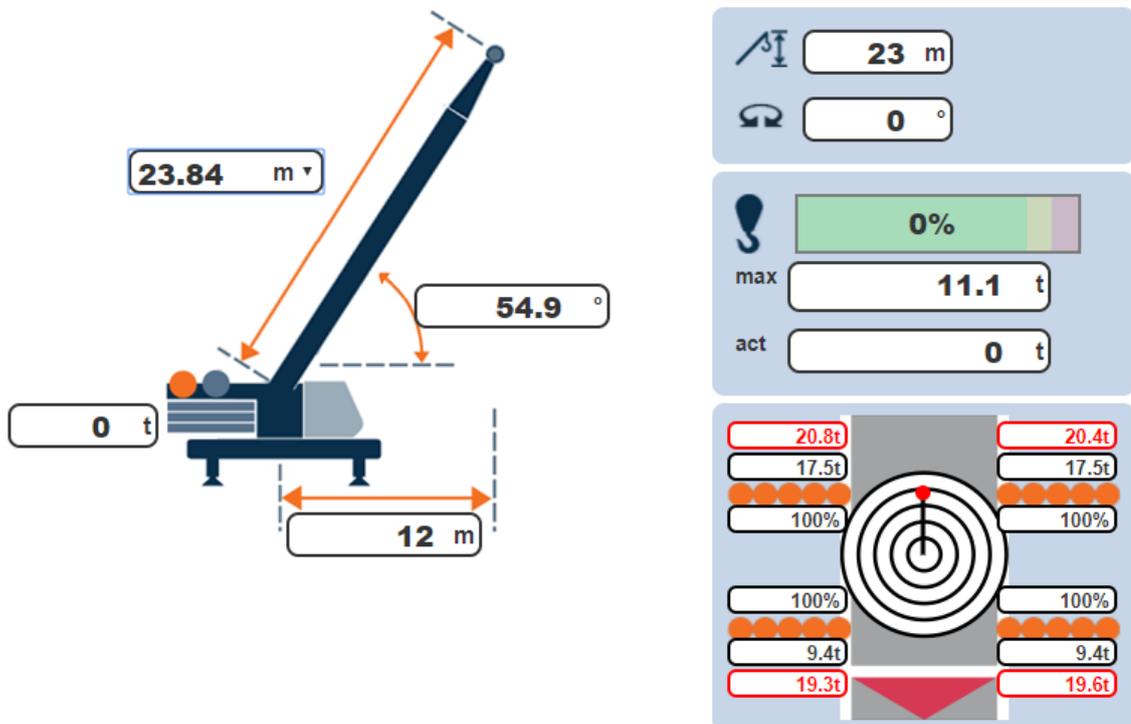
Si può stimare un carico trasmesso da uno stabilizzatore con riferimenti alle successive figure:

A) Carichi trasmessi da autopompa per getto



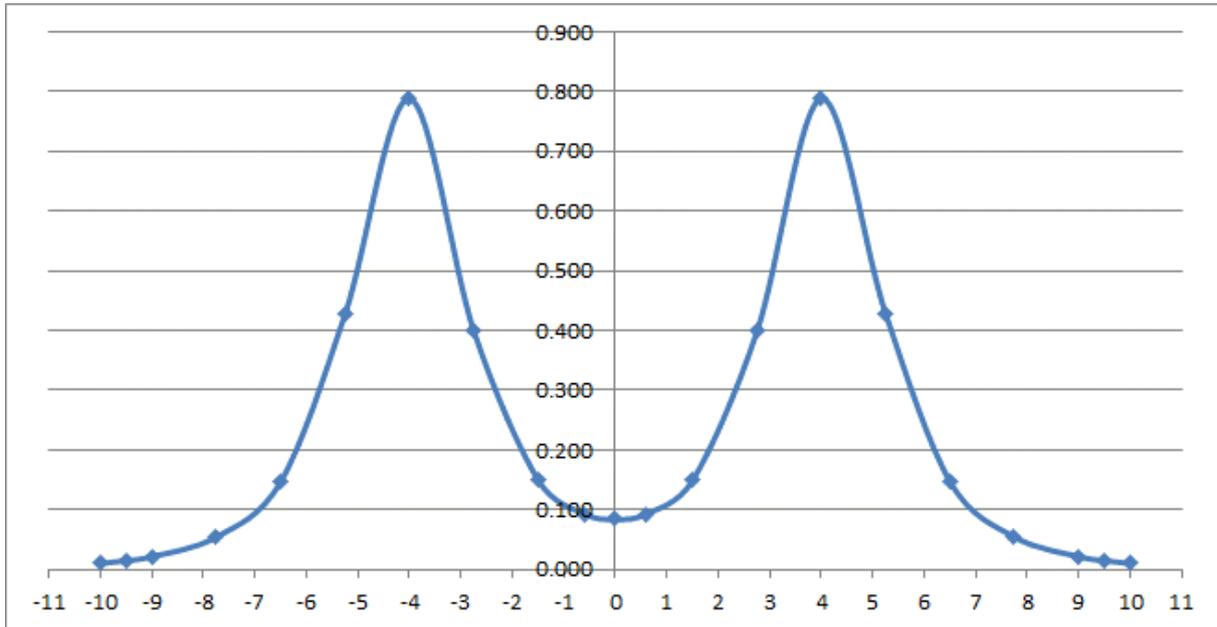
B) Carico trasmesso da stabilizzatori gru (distanza circa 8m)

Crane Control And Results for GMK5200-1

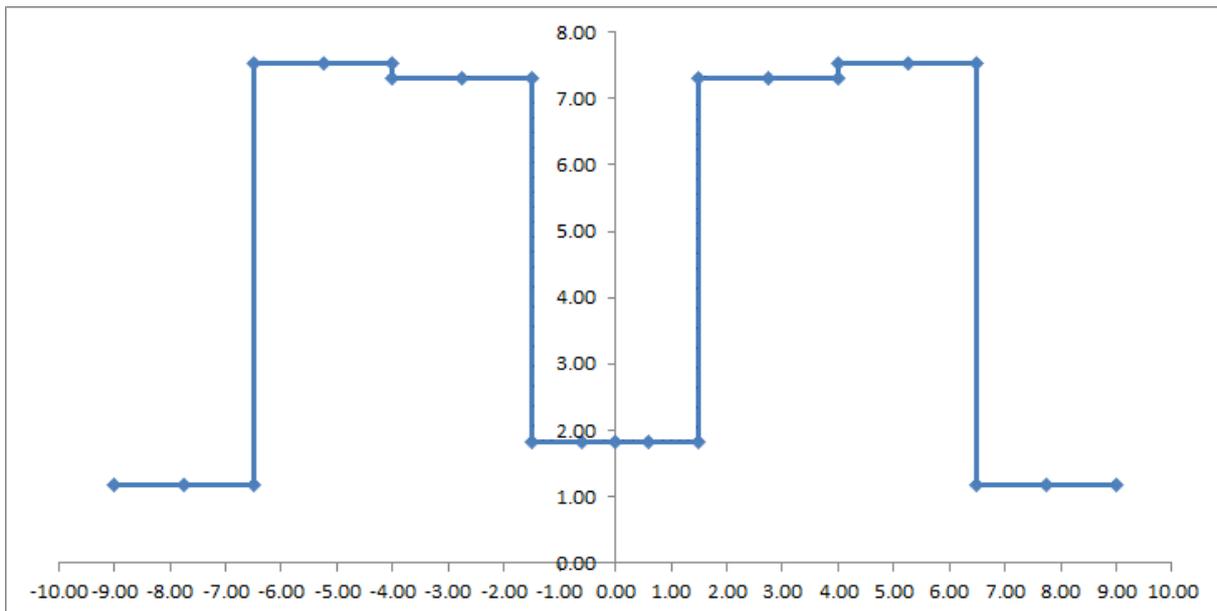


Con le formule del *Terzaghi* si possono convertire gli effetti dei carichi concentrati a tergo parete in carichi uniformi equivalenti, imponendo una distanza non minore di 1.5m:

Si ipotizza il carico di 225kN distanti 8m:

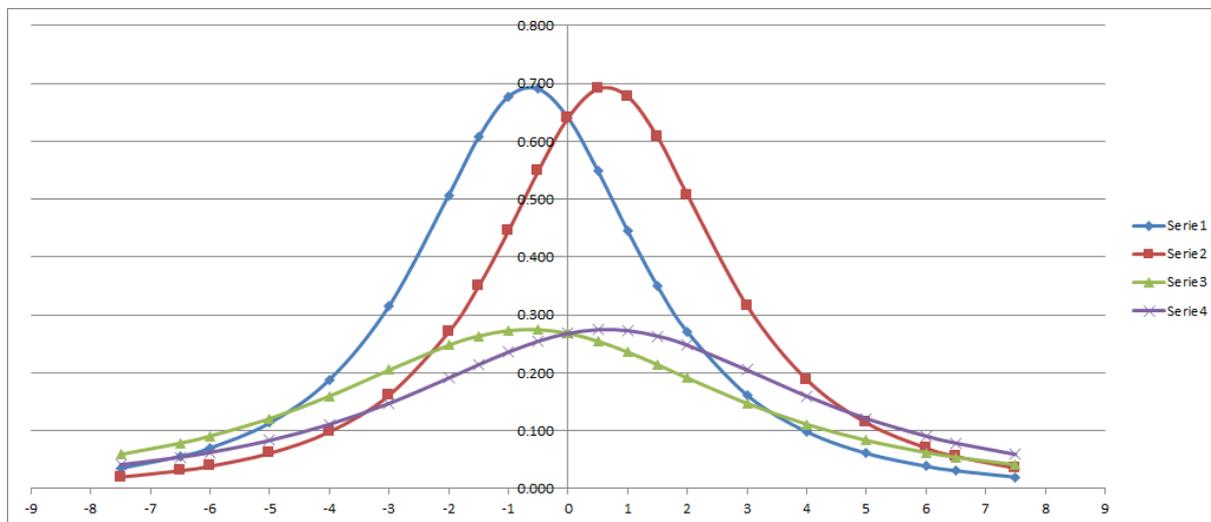


quindi il carico uniforme equivalente vale:

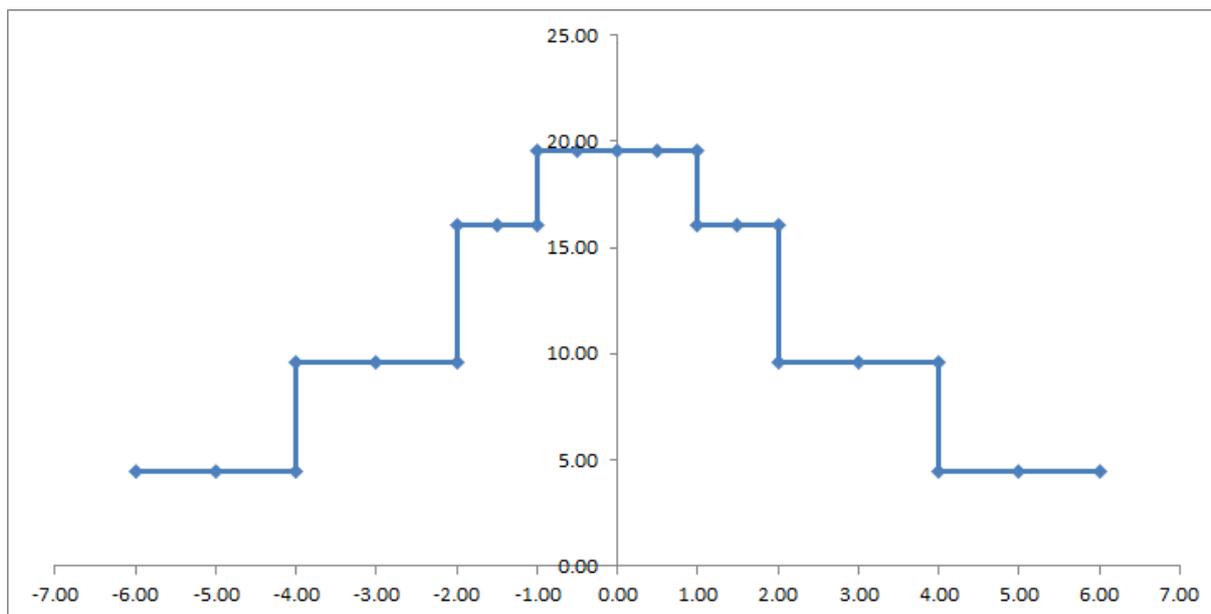


Il carico risultante è circa 8 kN/mq.

Ipotizzando invece un mezzo di cantiere a 4 assi, gli assi posteriori scaricano 150kN/cad.
Si ha un tandem da 300kN complessivi, con distanza trasversale circa 2m e interasse di 1.2-1.3m
Si impone che esso transiti a non meno di 2.5m dal filo scavo per cui si ha



E i carichi equivalenti a tergo sono quindi:



Il valore 20kN, in assenza di ulteriori necessità appare sufficientemente rappresentativo dei probabili scenari di cantiere.