



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

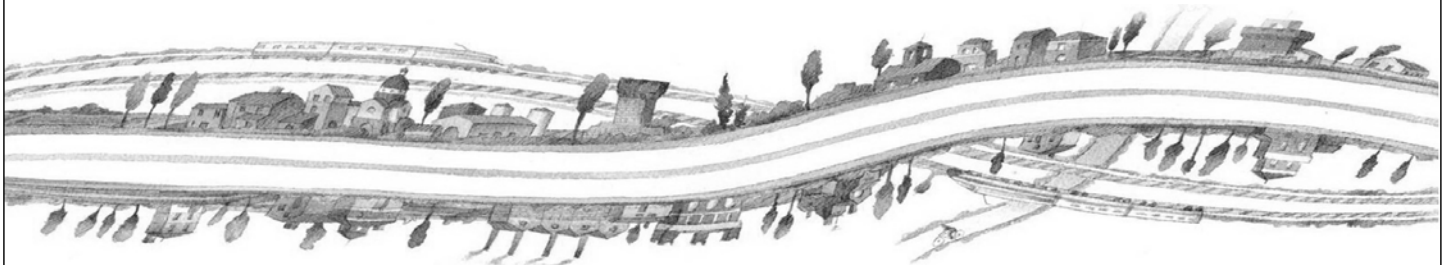
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE ARTIFICIALI E MANUFATTI

ASSE AUTOSTRADALE - TRINCEA CONFINATA SAN POSSIDONIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI AD U



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziemo Pattuzzi

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE	F.Bianchi	G.Guadagnini	E.Salsi
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
8002	PD	0	A59	AMU05	0	OM	RC	01	A

DATA: **MAGGIO 2012**

SCALA: -

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	5
4. INCIDENZE.....	8
5. CRITERI DI CALCOLO	9
5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	9
5.1.1. Spinte attive in condizioni statiche.....	10
5.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche	11
5.1.3. Spinte attive in condizioni sismiche	11
5.1.3.1 Rilevato asciutto.....	12
5.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	13
5.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	13
5.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso.....	13
5.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche	14
5.1.4. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi.....	15
5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	16
5.3. CRITERI PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	19
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU.....	20
5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE	21
5.4.3. Combinazioni per la condizione sismica.....	22
6. PARAMETRI GEOTECNICI	23
7. MURI AD "U"	24
7.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	24
7.2. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	25
7.3. MODELLAZIONE STRUTTURALE	25
7.4. ANALISI DEI CARICHI	27
7.4.1. Peso proprio e carichi permanenti portati	28
7.4.2. Variazioni termiche e ritiro	29
7.4.3. Spinta delle terre	29
7.4.4. Spinta idrostatica.....	30
7.4.5. Sovraccarico variabile a tergo dei muri e corrispondente spinta sui ritti	31
7.4.6. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	32

7.4.7.	Azioni sismiche.....	33
7.4.8.	Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura	37
7.5.	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	38
7.5.1.	Combinazioni per gli SLU	38
7.5.2.	Combinazioni per gli SLV	39
7.5.3.	Combinazioni per gli SLE – RARA / FR / QP	39
7.5.4.	Combinazioni di inviluppo.....	39
7.6.	VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	40
7.6.1.	Sezioni di Verifica.....	41
7.6.2.	Sezione di Calcolo K14 (Valida per i Conci da C5 a C14 e da C38 a C48).....	43
7.6.2.1	Sezione di Verifica I.....	43
7.6.2.2	Sezione di Verifica II e III	46
7.6.2.3	Armatura di Ripartizione.....	52
7.6.3.	Sezione di Calcolo K28 (Valida per i Conci da C18 a C33).....	53
7.6.3.1	Sezione di Verifica I.....	53
7.6.3.2	Sezione di Verifica II e III	59
7.6.3.3	Armatura di Ripartizione.....	65
7.6.4.	Verifica strutturale dei pali di ancoraggio.....	65
7.7.	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	67

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione è relativa al calcolo dei muri ad "U" dell'opera denominata "Trincea S. Possidonio" prevista nell'ambito dei lavori inerenti la realizzazione dell'Autostrada Cispadana, ubicata alla progressiva prog. Km 12+614.15.

Il calcolo e la verifica dei muri ad "U" sono stati eseguiti considerando la seguente geometria:

- Muro a U con larghezza 39.70 m e altezza piedritto pari a 4.92m (Sez. K14 - Concio C14) realizzata su pali aventi funzione di opporsi al galleggiamento della struttura. Gli stessi pali fungono, in compressione, da riduttori dei cedimenti;
- Muro a U con larghezza 39.96 m e altezza piedritto pari a 6.77m (Sez. K28 - Concio C27) realizzata su pali aventi funzione di opporsi al galleggiamento della struttura. Gli stessi pali fungono, in compressione, da riduttori dei cedimenti.

Tutti i muri sono realizzati mediante getto in opera del calcestruzzo, ed hanno i piedritti con spessore in sommità pari a 0.30m e pendenza della parete lato strada pari a 1/10.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.

Inoltre, poiché l'opera lambisce un'area soggetta a possibili esondazioni, la verifica strutturale dell'opera ed al galleggiamento viene condotta con riferimento ad una Condizione Eccezionale che ipotizza un battente d'acqua alla quota di sommità dei ritzi.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali, per quanto riguarda le opere provvisionali (palancolati) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

PD_0_000_00000_0_GT_FC_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.

PD_0_000_00000_0_GT_FC_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.

PD_0_000_00000_0_GT_RC_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si veda in proposito l'elaborato "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati "PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01" e "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02".

3.1. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati "PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01" e "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02".

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

TABELLA 3.1 – DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI (TABELLA 4.2.III NTC 2008)

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

TABELLA 3.2 – CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)

In sintesi, per le opere in oggetto, ai fini della durabilità si fa riferimento alle seguenti classi di esposizione così come definite da UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004:

- Elevazioni Muro: XC4;
- Soletta di fondazione: XC2.

Ai fini delle verifiche a fessurazione, le suddette classi di esposizione sono inquadrare dalla norma nelle seguenti condizioni ambientali:

- Elevazioni Muro: Condizioni aggressive;
- Soletta di fondazione: Condizioni ordinarie.

Sulla base delle classi di esposizione sopra descritte si individuano i seguenti valori limite di apertura delle fessure stesse.

- Elevazioni Muro:
Combinazione frequente: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$;
Combinazione quasi permanente: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- Soletta di fondazione:
Combinazione frequente: $w_3 = 0.4 \text{ mm}$;
Combinazione quasi permanente: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'opera.

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA								
INCIDENZE ACCIAIO 05 - TRINCEE e GALLERIE ARTIFICIALI TRA DIAFRAMMI								
Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Pali di ancoraggio	Incidenza kg/mc				Incidenza kg/mq
				Diaframmi	Fondazione	Elevazioni e Contropareti	Soletta	
	Asse autostradale - Trincea confinata San Possidonio							
AMU05	Trincea Conci da C1 a C14	TRINCEA	70		65	120		
AMU05	Trincea Conci da C15 a C24	TRINCEA	70		65	125		
AMU05	Trincea	STAZ. DI SOLLEVAMENTO	70		65	125		
AMU05	Trincea	VASCA	70		65	125		
AMU05	Trincea da Concio C27 a C37	TRINCEA	70		65	125		
AMU05	Trincea da Concio C38 a C51	TRINCEA	70		65	120		

5. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h \cdot g; \quad \text{Verticale} = k_v \cdot g = \pm 0.5 \cdot k_h \cdot g.$$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel §5.1.4, assumendo:

$$(\text{SLV}) k_h = a_{\max}/g.$$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo:

$$(\text{SLV}) k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g, \text{ con } \beta_m=1.$$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette.

In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008:

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$ (β_m da Tab 7.11.II), in questo caso $\beta_m = 0.31$.

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie.

5.1.1. Spinte attive in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-1)$$

In cui:

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità.

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a:

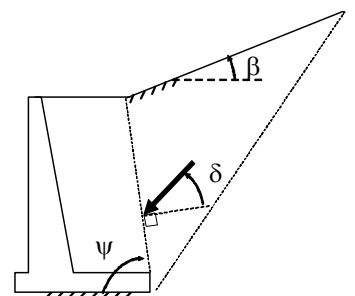
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5-2)$$

È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (5-3)$$



Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

5.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-4)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, può essere assunto pari a:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{OCR} \quad (5-5)$$

Con $OCR = GSC =$ grado di sovraconsolidazione.

5.1.3. Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti:

Orizzontale = $k_h \cdot g$; Verticale = $k_v \cdot g$.

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (5-6)$$

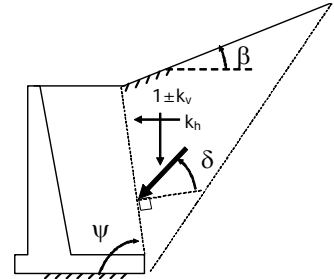
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)\operatorname{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



(5-7)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V, l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

5.1.3.1 Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0.$$

5.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0.$$

5.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovrappinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

5.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O:

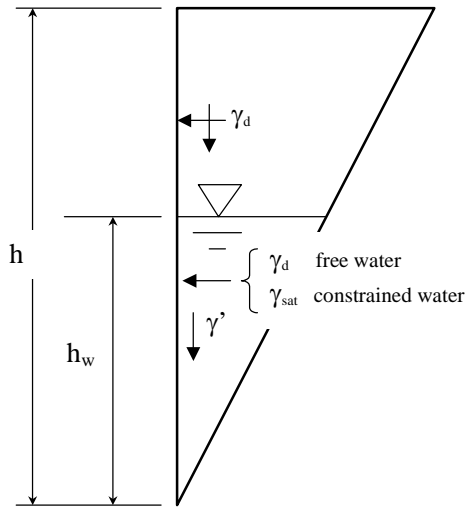


FIGURA 5-1: TERRAPIENO PARZIALMENTE IMMERSO.

sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

$$\gamma_V^* = \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terrenodin. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d & \text{se terrenodin. impervio} \end{cases}$$

Definendo

$$\tan\theta = \frac{\gamma_H^* \cdot k_h}{\gamma_V^* \cdot 1 - k_v}$$

si applicherà poi la (5-6) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (5-7) e ponendo $\gamma^* = \gamma_V^*$.

5.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido**, è possibile operare come segue:

- si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$);
- si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

- si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche
- e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H.$$

- Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico.
- Componente idrodinamica (E_{wd}):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

5.1.4. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con "h_{tot}" altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

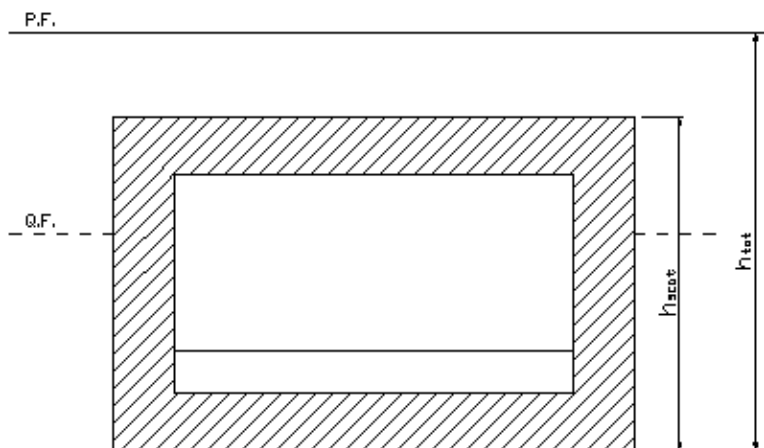


FIGURA 5-2 - ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Si veda in proposito l'elaborato "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02".

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si

associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito ad i muri ad "U" di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento della struttura, che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

TABELLA 5.1 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il **periodo di ritorno** dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione massima al sito;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Le azioni sismiche sono valutate con riferimento ai seguenti dati di base:

Periodo di riferimento: $VR = VN \cdot Cu = 100 \text{ anni} \cdot 2.0 = 200 \text{ anni}$;

dove:

$VN =$ Vita nominale dell'opera = 100 anni;

$Cu =$ Coefficiente d'uso dell'opera = 2.0.

Coordinate geografiche di riferimento del sito:

Longitudine: 11.0023

Latitudine: 44.8947

Accelerazione al suolo su sito di riferimento rigido: $a_g = 0.246 \text{ g}$

Categoria topografica: T1

Categoria del suolo di fondazione: C

Coefficiente di suolo/topografia: $S = 1.335$

L'accelerazione massima attesa al sito risulta pertanto pari a:

$$a_{\max} = 0.329 \text{ g}$$

In sintesi:

Periodo di ritorno SLV [anni]	ag/g	F0	Tc* (s)	Categoria sottosuolo	Ss	amax/g
1898	0.246	2.470	0.285	C	1.335	0.329

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6 NT). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

5.3. CRITERI PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

Le verifiche a fessurazione con metodo diretto sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio che determinano la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali“.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo per strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato 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 l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) ⇒ STR (verifiche degli elementi strutturali).

combinazione 2 → (A2+M2+R2) ⇒ GEO (carico limite).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

TABELLA 5.2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2.II NTC 2008)

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$

TABELLA 5.3 – COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEL SISTEMA

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni sono dedotti dalla tabella 5.1.V del D.M. 14 Gennaio 2008.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 5.1.Vi del D.M. 14 Gennaio 2008.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

5.4.3. Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Per il calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti dei muri ad U si considerano i seguenti parametri, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi' = 23.5^\circ$.
- coesione drenata $c' = 0$ kPa.
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.601$ (stato limite STR).
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.430$ (stato limite STR).
- coefficiente di spinta a riposo, combinazione M2 $k_{0,M2} = 0.671$ (stato limite GEO).
- coefficiente di spinta attiva, combinazione M2 $k_{a,M2} = 0.505$ (stato limite GEO).
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{\text{sat}} = 18.00$ [kN/m³].
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 3000$ [kN/m³].
- **Livello di falda in condizioni di esercizio: -0.50 m da p.c..**
- **Livello di falda durante la fase transitoria esecutiva: -1.50 m da p.c..**
- **Livello di falda in Condizione Eccezionale: Quota Testa Muri (+1.40 m da p.c.).**

Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a $\gamma_{\text{pav}} = 22.00$ kN/m³.

7. MURI AD "U"

7.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria della struttura è riportata nella figura seguente:

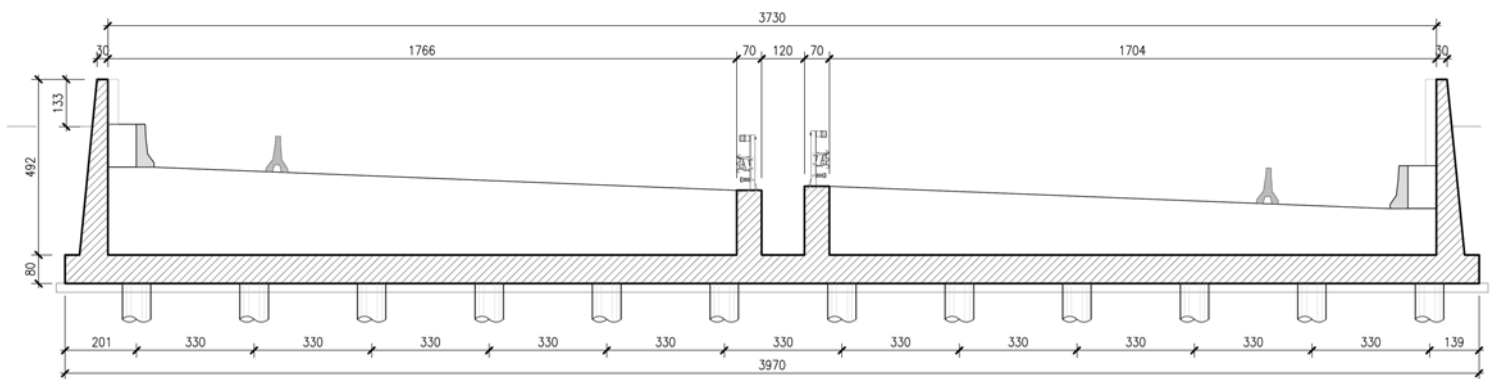


FIGURA 7-1 - SEZIONE TRASVERSALE DI CALCOLO 1 (SEZIONE K14).

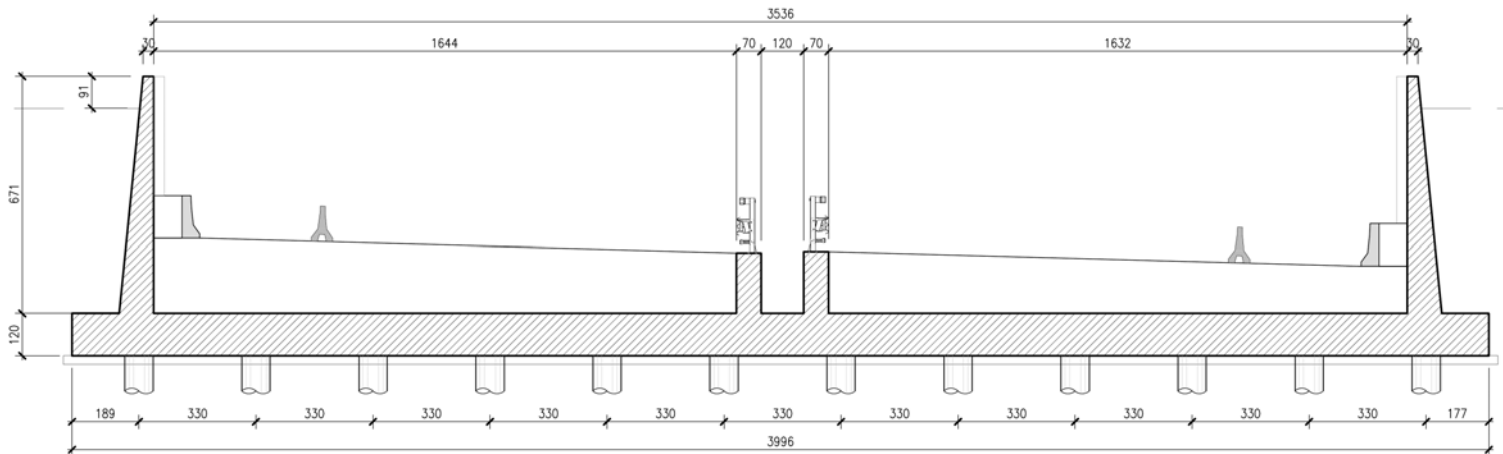


FIGURA 7-2 - SEZIONE TRASVERSALE DI CALCOLO 2 (SEZIONE K28).

7.2. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

L'analisi della struttura è stata condotta con il programma agli elementi finiti SAP2000 v. 15.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA), schematizzando i vari setti con elementi "beam".

7.3. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La struttura viene schematizzata attraverso due modelli analitici piani agli elementi finiti.

In entrambi i casi si modella una porzione di muro ad U di profondità unitaria.

La platea di fondazione è modellata con un elemento beam al quale sono assegnate molle elastiche per unità di lunghezza corrispondenti ad un valore della costante di sottofondo pari a: $K_s = 3000 \text{ kN/m}^3$. Affinché la modellazione della platea dia risultati soddisfacenti il passo massimo della meshatura è stato fissato in 0.50 m.

Al di sotto della platea sono stati inseriti elementi beam simulanti i pali di ancoraggio della struttura. L'interazione terreno-palo viene tenuta in conto mediante l'assegnazione al palo di molle elastiche orizzontali con rigidità variabile con la profondità. Il palo viene lasciato libero in testa di ruotare.

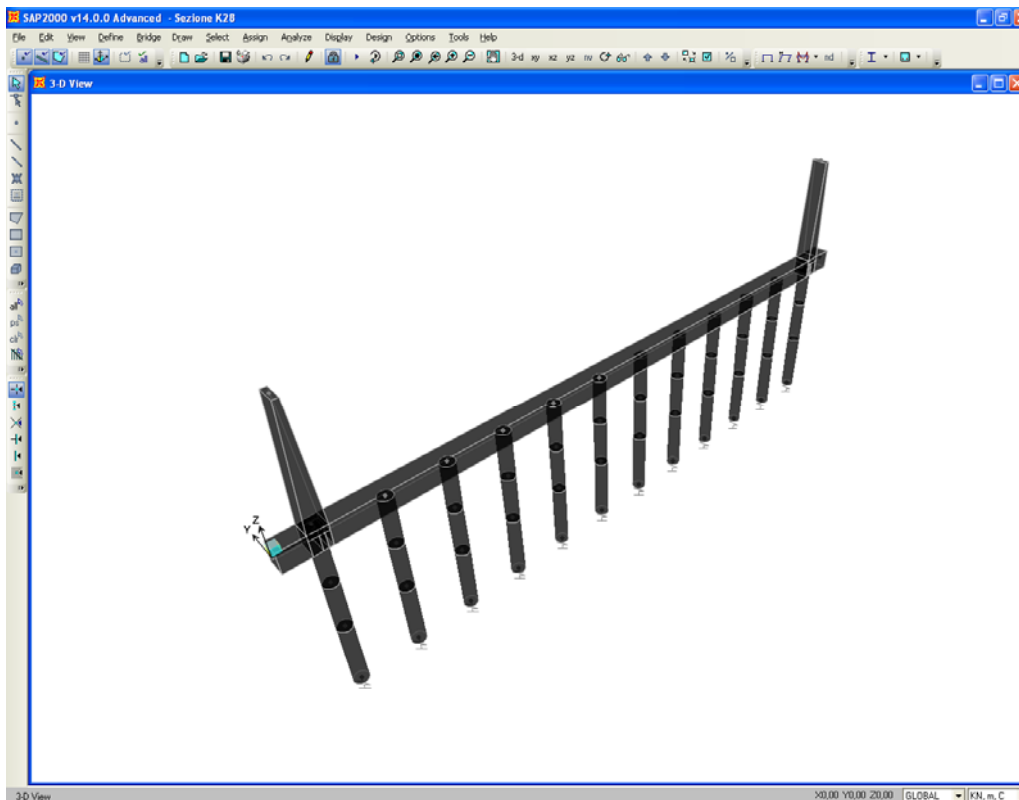
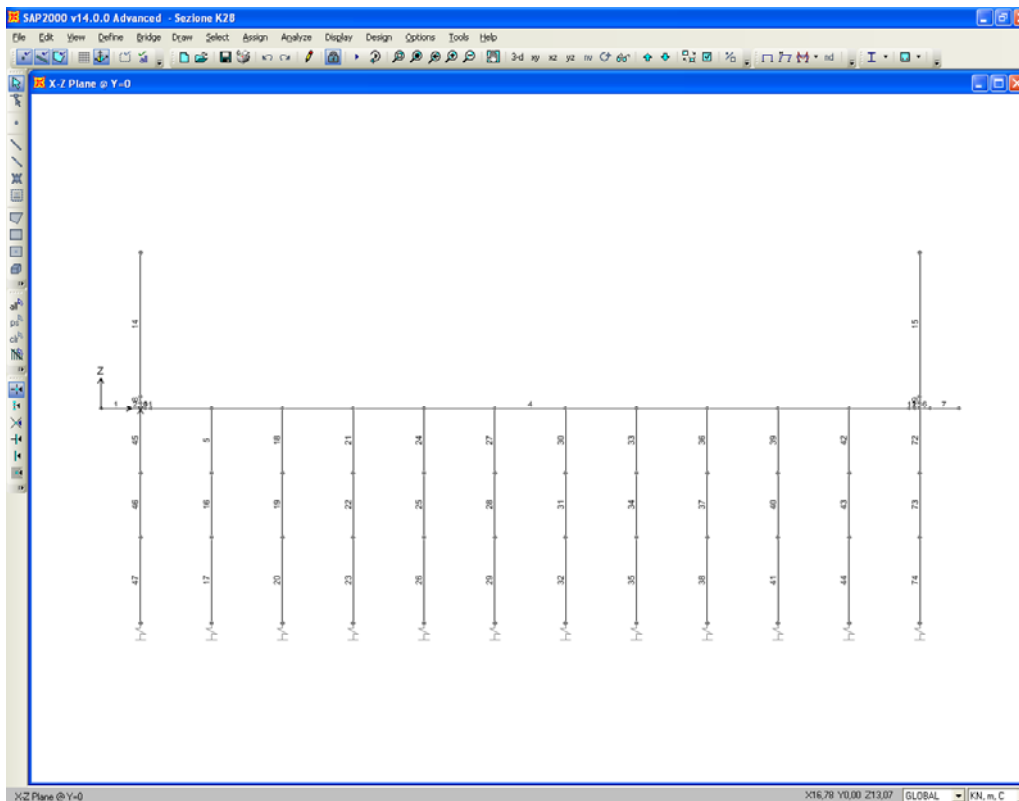
In entrambi i casi i ritzi sono stati schematizzati con elementi beam non prismatici, caratterizzati da una sezione di spessore variabile linearmente lungo l'altezza dell'elemento finito.

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 80 \text{ cm}$ per la platea di fondazione della Sezione di Calcolo K14 e una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 120 \text{ cm}$ per la platea di fondazione della Sezione di Calcolo K28;
- una sezione rettangolare variabile $b \times h = 100 \times (79+30) \text{ cm}$ per i ritzi della Sezione di Calcolo K14 e una sezione rettangolare variabile $b \times h = 100 \times (97+30) \text{ cm}$ per i ritzi della Sezione di Calcolo K28.

Per tenere correttamente in conto gli effetti di sovrapposizione tra elementi strutturali in corrispondenza dei nodi di intersezione, è stata assegnata alle aste la funzione "End Offsets" in grado di tenere correttamente in conto la sovrapposizione tra elementi intersecanti.

A titolo esplicativo le figure che seguono illustrano il modello di calcolo adottato per la Sez. K28.



7.4. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°13 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC13), di seguito determinate.

Le azioni che sollecitano i paramenti verticali sono: la spinta del terreno, la spinta dell'acqua e la spinta del sovraccarico variabile. Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Sigla
1	Peso proprio	DEAD
2	Sovraccarico permanente	SP
3	Peso del terreno sugli sbalzi della soletta di fondazione	PT
4	Spinta statica del terreno sul ritto sinistro	ST1
5	Spinta statica del terreno sul ritto destro	ST2
6	Spinta idrostatica sui ritti	IR
7	Spinta idrostatica sulla soletta di fondazione	IB
8	Veicoli sulla soletta di fondazione	M1
9	Veicoli sulla soletta di fondazione	M2
10	Sovraccarico variabile esterno agente sul lato destro	SV1
11	Sovraccarico variabile esterno agente su entrambi i lati	SV2
12	Forze sismiche inerziali	IN
13	Spinta del terreno in condizioni sismiche sul ritto sinistro	STS

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

7.4.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo armato:	25 kN/m ³ .
- Calcestruzzo magro:	23 kN/m ³ .
- Riempimento a tergo dei ritti:	18 kN/m ³ .
- Riempimenti e pavimentazione:	22 kN/m ³ .
- Acqua:	10kN/m ³ .

Il peso proprio degli elementi strutturali (**DEAD**) è calcolato direttamente dal programma di calcolo sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali ed assumendo un peso per unità di volume del c.a..

Il sovraccarico permanente (**SP**) agente sulla platea è calcolato assumendo uno spessore medio del riempimento pari a 2.00 m per K14 e 1.70 m per K28 ed un peso specifico medio del riempimento stesso pari a 22 kN/m³. Si ottiene:

- $p_v = \gamma \cdot h = 2.00 \cdot 22.0 = 44.0$ kN/m/m per la Sezione di Calcolo K14;
- $p_v = \gamma \cdot h = 1.70 \cdot 22.0 = 37.4$ kN/m/m per la Sezione di Calcolo K28;

Il sovraccarico permanente non verrà messo in conto nelle verifiche al galleggiamento eseguite per la fase transitoria di cantiere mentre verrà messo in conto nella misura del 60% nelle verifiche in fase di esercizio.

Il carico verticale distribuito uniforme agente all'estradosso della soletta di fondazione in corrispondenza degli sbalzi esterni (**PT**) è calcolato come:

- $p_v = \gamma \cdot h = 3.52 \cdot 18.0 = 63.36$ kN/m/m per la Sezione di Calcolo K14;
- $p_v = \gamma \cdot h = 5.37 \cdot 18.0 = 96.66$ kN/m/m per la Sezione di Calcolo K28.

(Condizione Elementare CDC 1-2-3)

7.4.2. Variazioni termiche e ritiro

Le coazioni sono state trascurate in quanto non significative per il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera in esame.

7.4.3. Spinta delle terre

Il calcolo delle spinte del terreno è effettuato sulla base dei parametri geotecnici descritti al par. § 6. A favore di sicurezza si assume un'altezza di spinta pari all'altezza del ritto a meno di un franco sommitale assunto pari a 1.40 m.

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui ritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_h = p_v \times k_0,$$

dove $p_v = \gamma_t \cdot z$ è la pressione verticale alla quota z ; la distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto.

Sezione di Calcolo K14

$p_{h_p.c.}$ = Pressione a p.c. = 0.00 kN/m/m;

$p_{h_0.5m \text{ da p.c.}}$ = Pressione a -0.5m da p.c. = $0.5 \cdot 18.0 \cdot 0.601 = 5.41$ kN/m/m;

$p_{h_3.52m \text{ da p.c.}}$ = Pressione a -3.52m da p.c. = $5.41 + 3.02 \cdot 8.0 \cdot 0.601 = 19.93$ kN/m/m.

Sezione di Calcolo K28

$p_{h_p.c.}$ = Pressione a p.c. = 0.00 kN/m/m;

$p_{h_0.5m \text{ da p.c.}}$ = Pressione a -0.5m da p.c. = $0.5 \cdot 18.0 \cdot 0.601 = 5.41$ kN/m/m;

$p_{h_5.37m \text{ da p.c.}}$ = Pressione a -5.37m da p.c. = $5.41 + 4.87 \cdot 8.0 \cdot 0.601 = 28.82$ kN/m/m.

La spinta del terreno è applicata al modello di calcolo secondo due distinte condizioni elementari di carico, ognuna delle quali agente su un solo ritto (**ST1** e **ST2**).

(Condizione Elementare CDC 4-5)

7.4.4. Spinta idrostatica

Per il calcolo della spinta idrostatica, si assumono i seguenti livelli statici di falda:

- Fase di esercizio: -0.50 m da p.c..
- Fase di cantiere: -1.50 m rispetto a p.c..

La quota della falda in fase di cantiere è considerata unicamente per le verifiche al galleggiamento.

La spinta idrostatica agente sui ritti assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = k \gamma_w (z - z_f);$$

dove:

- k = coefficiente di spinta idrostatico pari ad 1.00.
- γ_w = peso specifico dell'acqua assunto pari a 10.0 kN/mc.
- z = quota di calcolo rispetto alla sommità del ritto.
- z_f = quota della falda rispetto alla sommità del ritto

A seguire si riassume il profilo di spinta idrostatica in fase definitiva (**IR**).

Sezione di Calcolo K14

$$p_{h_{-0.5m \text{ da p.c.}}} = \text{Pressione a -0.5m da p.c.} = 0.00 \text{ kN/m/m};$$

$$p_{h_{-3.52m \text{ da p.c.}}} = \text{Pressione a -3.52m da p.c.} = 3.12 * 10.0 * 1.0 = 31.2 \text{ kN/m/m}.$$

Sezione di Calcolo K28

$$p_{h_{-0.5m \text{ da p.c.}}} = \text{Pressione a -0.5m da p.c.} = 0.00 \text{ kN/m/m};$$

$$p_{h_{-5.37m \text{ da p.c.}}} = \text{Pressione a -5.37m da p.c.} = 4.87 * 10.0 * 1.0 = 48.7 \text{ kN/m/m}.$$

Per quanto riguarda le verifiche strutturali, e quindi con riferimento alla fase definitiva dell'opera, la sottospinta idrostatica agisce a livello della quota di intradosso del magro di fondazione (si prevede un sottofondo in cls magro dello spessore di 5 cm) con valore pari a:

Sezione di Calcolo K14

$$P_{wm} = 3.97 \text{ m} * 10 \text{ kN/mc} = 39.7 \text{ kN/m/m}.$$

Al peso P_W occorre detrarre il peso del sottofondo in cls magro:

$$P_s = 0.05 \text{ m} * 23 \text{ kN/mc} = 1.15 \text{ kN/m/m.}$$

La sottospinta agente all'intradosso della platea ammonta a:

$$P_{wp} = 38.55 \text{ kN/m/m.}$$

Sezione di Calcolo K28

$$P_{wm} = 6.62 \text{ m} * 10 \text{ kN/mc} = 66.2 \text{ kN/m/m.}$$

Al peso P_W occorre detrarre il peso del sottofondo in cls magro:

$$P_s = 0.05 \text{ m} * 23 \text{ kN/mc} = 1.15 \text{ kN/m/m.}$$

La sottospinta agente all'intradosso della platea ammonta a:

$$P_{wp} = 65.05 \text{ kN/m/m.}$$

Per il calcolo dei valori di sottospinta impiegati per le verifiche di galleggiamento, si rimanda al corrispondente paragrafo.

(Condizione Elementare CDC 6-7)

7.4.5. Sovraccarico variabile a tergo dei muri e corrispondente spinta sui ritti

Come descritto in precedenza, il sovraccarico accidentale agente a tergo dei ritti è assunto come carico uniformemente distribuito di intensità costante pari a $q_v = 20 \text{ kN/mq}$.

La corrispondente spinta esercitata sui ritti ha andamento costante con la profondità e vale:

$$p_h = k \cdot q_v = 12.02 \text{ kN/m/m}$$

Nelle combinazioni di carico allo SLU verranno considerate le condizioni di carico alternative di seguito descritte:

- 1) spinta esercitata su entrambi i piedritti (**SV2**);
- 2) spinta esercitata su un solo piedritto (**SV1**).

In tal modo si tiene correttamente in conto la variabilità spaziale del carico in esame.

(Condizione Elementare CDC 10-11)

7.4.6. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applica il carico tandem corrispondente a ciascuna colonna di carico Q_{i,k}, ripartito su una larghezza pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3m), e una lunghezza ottenuta dalla ripartizione del carico fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta. Il carico si applica contemporaneamente su entrambe le carreggiate.

Sezione di Calcolo K14

Base collaborante trasversale:	$B_T = 3.00\text{m}$
Ingombro longitudinale:	$L_L = 1.60 + 2 * (2.00 * \tan 30^\circ + 0.80/2) = 4.71\text{m}$
$q'_{acc,1} = 600/3.00/4.71 + 9 = 51.5\text{kN/m}^2$	(carico distribuito equivalente alla prima colonna di carico)
$q'_{acc,2} = 400/3.00/4.71 + 2.5 = 30.8\text{kN/m}^2$	(carico distribuito eq. alla seconda colonna di carico)
$q'_{acc,3} = 200/3.00/4.71 + 2.5 = 16.65\text{kN/m}^2$	(carico distribuito eq. alla terza colonna di carico)
$q'_{acc,4} = 2.50\text{kN/m}^2$	(carico distribuito nelle porzioni rimanenti di soletta)

Sezione di Calcolo K28

Base collaborante trasversale:	$B_T = 3.00\text{m}$
Ingombro longitudinale:	$L_L = 1.60 + 2 * (1.70 * \tan 30^\circ + 1.20/2) = 4.76\text{m}$
$q'_{acc,1} = 600/3.00/4.76 + 9 = 51.0\text{kN/m}^2$	(carico distribuito equivalente alla prima colonna di carico)
$q'_{acc,2} = 400/3.00/4.76 + 2.5 = 30.5\text{kN/m}^2$	(carico distribuito eq. alla seconda colonna di carico)
$q'_{acc,3} = 200/3.00/4.76 + 2.5 = 16.5\text{kN/m}^2$	(carico distribuito eq. alla terza colonna di carico)
$q'_{acc,4} = 2.50\text{kN/m}^2$	(carico distribuito nelle porzioni rimanenti di soletta)

I sovraccarichi su indicati sono combinati secondo due configurazioni spaziali. La prima (**M1**) prevede l'accatastamento delle corsie di traffico a filo interno del ritto per massimizzare le sollecitazioni di taglio; la seconda (**M2**) prevede la disposizione di $q'_{acc,1}$ simmetricamente rispetto all'asse longitudinale mediano della soletta di fondazione per massimizzare l'inflessione della soletta stessa.

(Condizione Elementare CDC 8-9)

7.4.7. Azioni sismiche

Le forze di seguito descritte sono calcolate con riferimento agli SLV.

- FORZE INERZIALI (IN)

Le forze inerziali per unità di lunghezza indotte dal sisma vengono valutate con la seguente espressione:

$$p_h = W * k_h;$$

$$\text{dove: } k_h = \beta_m a_{max}/g = 0.329.$$

W è il “peso sismico” per unità di lunghezza dell’elemento considerato:

Sezione di Calcolo K14

- Ritto di monte:

$$W = W_p + W_t = 13.75 \text{ kN/m} + 11.81 \text{ kN/m} = 25.56 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 8.41 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio } 0.55 \text{ m)} = 0.55 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 13.75 \text{ kN/m}.$$

$$W_t = \text{peso del terreno imbarcato (spessore medio } 0.656 \text{ m)} = 0.656 \text{ m} * 18.0 \text{ kN/mc} = 11.81 \text{ kN/m}.$$

- Ritto di valle:

$$W = W_p = 13.75 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 4.52 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio } 0.55 \text{ m)} = 0.55 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 13.75 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratto centrale):

$$W = W_p + W_{sp} = 20.0 \text{ kN/m} + 44.0 \text{ kN/m} = 64.0 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 21.06 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso della soletta (spessore } 0.80 \text{ m)} = 0.80 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 20 \text{ kN/m}.$$

$$W_{sp} = \text{peso del ricoprimento (spessore medio } 2.00 \text{ m)} = 2.00 \text{ m} * 22 \text{ kN/mc} = 44.0 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratti a sbalzo):

$$W = W_p = 20 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 6.58 \text{ kN/m};$$

$W_p = \text{peso della soletta (spessore 0.80 m)} = 0.80 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 20 \text{ kN/m}.$

Sezione di Calcolo K28

- Ritto di monte:

$$W = W_p + W_t = 16.00 \text{ kN/m} + 29.88 \text{ kN/m} = 45.88 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 15.09 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio 0.64 m)} = 0.64 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 16.00 \text{ kN/m}.$$

$$W_t = \text{peso del terreno imbarcato (spessore medio 1.66 m)} = 1.66 \text{ m} * 18.0 \text{ kN/mc} = 29.88 \text{ kN/m}.$$

- Ritto di valle:

$$W = W_p = 16.00 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 5.26 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio 0.64 m)} = 0.64 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 16.00 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratto centrale):

$$W = W_p + W_{sp} = 30.0 \text{ kN/m} + 37.4 \text{ kN/m} = 67.4 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 22.17 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso della soletta (spessore 1.20 m)} = 1.20 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 30.0 \text{ kN/m}.$$

$$W_{sp} = \text{peso del ricoprimento (spessore medio 1.70 m)} = 1.70 \text{ m} * 22 \text{ kN/mc} = 37.4 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratti a sbalzo):

$$W = W_p = 30.0 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 9.87 \text{ kN/m};$$

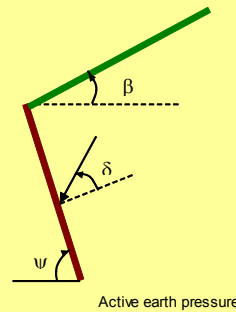
$$W_p = \text{peso della soletta (spessore 1.20 m)} = 1.20 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 30.0 \text{ kN/m}.$$

Si trascura l'effetto delle forze inerziali conseguenti alla componente verticale dell'accelerazione sismica in quanto poco significative per il caso in esame.

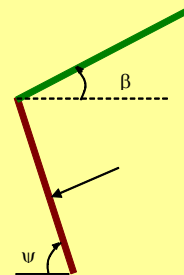
- SPINTA SISMICA (STS)

Il calcolo del coefficiente di spinta di Mononobe Okabe porta al valore: $K_{A,E} = 1.614.$

Active and passive earth pressure coefficients in seismic conditions (Eurocode 8 - "provisions for earthquake resistance of structures")



Active earth pressure



Passive earth pressure

INPUT DATA

Case:	2	(-)
1 "Water table level under the supporting structure"		
2 "Impermeable soil in seismic condition under the water table"		
3 "High seismic permeability soil under the water table"		
ϕ = shear resistance angle of soil	23,5	(<45°)
ψ = batter of soil wall side with horizontal	90,0	(°)
β = slope of soil surface with horizontal	0,0	(°)
δ = friction angle wall-soil	0,0	(°)
γ = natural soil unit weight	18,0	(kN/m ³)
γ_d = dry soil unit weight	18,0	(kN/m ³)
γ_w = water unit weight	10,0	(kN/m ³)
k_h = horizontal seismic coefficient	0,329	(-)
k_v = vertical seismic coefficient	0,165	(-)

OUTPUT

Static conditions

○ Muller-Breslau (plane slip surface)	k_a	0,430
suggest for active earth pressure only	k_p	2,33
○ Caquot-Kerisel (curve slip surface)	k_a : see the graphic enclosed	
	k_p , graphic	3,87
	k_p , reduced	2,34

Seismic conditions (Mononobe-Okabe)

k_a	1,614
-------	-------

I coefficienti sismici da adottare per il calcolo della spinta complessivamente esercitata dal terreno sul ritto di monte sono i seguenti:

$$k_h = 0.329$$

$$k_v = 0.165$$

La risultante della spinta del terreno in condizioni dinamiche vale:

Sezione di Calcolo K14

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma' \cdot (1+k_v) \cdot K_{A,E} \cdot H^2 = 93.2 \text{ kN}$$

essendo:

$$\gamma' = 8.00 \text{ kN/mc};$$

$$H = 3.52 \text{ m (altezza di spinta).}$$

Sezione di Calcolo K28

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma' \cdot (1+k_v) \cdot K_{A,E} \cdot H^2 = 216.9 \text{ kN}$$

essendo:

$$\gamma' = 8.00 \text{ kN/mc};$$

$$H = 5.37 \text{ m (altezza di spinta).}$$

Volendo equiparare le suddette risultanti ad una equivalente distribuzione di pressioni ad andamento linearmente crescente con la profondità si ottengono i seguenti valori.

Sezione di Calcolo K14

$$p_{\max} = 2 \cdot E_d / H = 53.0 \text{ kN/m}$$

Sezione di Calcolo K28

$$p_{\max} = 2 \cdot E_d / H = 80.8 \text{ kN/m}$$

Sul ritto di valle continua ad agire la spinta a riposo calcolata come descritto al par. § 7.4.3.

Alla spinte del terreno calcolate come sopra descritto occorre poi aggiungere le spinte idrostatiche.

(Condizione Elementare CDC 12-13)

7.4.8. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

a.1) Condizione per lo SLU (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco e nella sezione di mezzeria).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda, spinta del sovraccarico accidentale, peso sovrastruttura stradale e l'accidentale in fondazione.

a.2) Condizione per lo SLE (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco e nella sezione di mezzeria).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda, spinta del sovraccarico accidentale in fessurazione, peso sovrastruttura stradale e l'accidentale in fondazione.

a.3) Condizione eccezionale per lo SLU.

Azioni agenti: peso proprio della struttura, spinta del terreno, spinta della falda in sommità ai piedritti e peso sovrastruttura stradale.

7.5. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Al fine di determinare le combinazioni come da norma, si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Le precedenti condizioni elementari di calcolo (CDC) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE, come da seguente prospetto.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1. IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

7.5.1. Combinazioni per gli SLU

La tabella che segue illustra le 18 combinazioni analizzate per gli SLU.

LOAD CASE NAME	DEAD	Terreno Imb. (PT)	Spinta H ₂ O (IR+IB)	Spinta Terre Statica (ST1)	Spinta Terre Statica (ST2)	Riemp. (SP)	Spinta H ₂ O (IR+IB)**	SV2	SV1	M2	M1
COMBO	G							Q1	Q2		
SLU 1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,35		1,50		1,35	
SLU 2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,35		1,50			1,35
SLU 3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,35			1,50	1,35	
SLU 4	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,35			1,50		1,35
SLU 5	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35		1,50		1,35	
SLU 6	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35		1,50			1,35
SLU 7	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35			1,50	1,35	
SLU 8	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35			1,50		1,35
SLU 9	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,50		1,35	
SLU 10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,50			1,35
SLU 11	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			1,50	1,35	
SLU 12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			1,50		1,35
SLU 13	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00					
SLU 14	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35		1,50		1,35	
SLU 15	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35		1,50			1,35
SLU 16	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35			1,50	1,35	
SLU 17	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35			1,50		1,35
ECC-1	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00	1,00				

** Calcolata con riferimento alla Condizione Eccezionale

Tra esse compare anche la combinazione eccezionale, sviluppata per tener conto, strutturalmente, degli effetti prodotti da un battente d'acqua a livello della sommità dei muri.

7.5.2. Combinazioni per gli SLV

La tabella che segue illustra la combinazioni analizzata per gli SLU. Si fa presente che la componente sismica verticale è stata trascurata in quanto ininfluente per il dimensionamento dell'opera.

LOAD CASE NAME	DEAD	Terreno Imb. (PT)	Spinta H ₂ O (IR+IB)	Spinta Terre Statica (ST1)	Spinta Terre Statica (ST2)	Riemp. (SP)	SV2	SV1	M2	M1	Inerziali (IN)	Spinta Terre Sismica (STS)
COMBO	G						Q1	Q2	Ex			
SLV - SISMA	1,00	1,00	1,00			1,00					1,00	1,00

7.5.3. Combinazioni per gli SLE – RARA / FR / QP

La tabella che segue illustra le combinazioni analizzate per gli SLE.

LOAD CASE NAME	DEAD	Terreno Imb. (PT)	Spinta H ₂ O (IR+IB)	Spinta Terre Statica (ST1)	Spinta Terre Statica (ST2)	Riemp. (SP)	SV2	SV1	M2	M1
COMBO	G						Q1	Q2		
SLE 1 - RARA	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	
SLE 2 - RARA	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00
SLE 3 - RARA	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	
SLE 4 - RARA	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00
SLE 5 - FR	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,75	
SLE 6 - FR	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00				0,75
SLE 7 - Q.P.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00				

7.5.4. Combinazioni di inviluppo

Per facilitare le operazioni di verifica, le singole combinazioni di carico sono raggruppate nelle seguenti combinazioni di inviluppo:

ENV SLU/SLU = Inviluppo delle combinazioni SLU + SLV.

ENV SLE_RARA = Inviluppo delle combinazioni SLE (1 ÷ 4).

ENV SLE_FR = Inviluppo delle combinazioni SLE (5 ÷ 6).

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

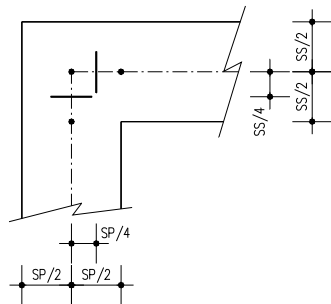
7.6. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

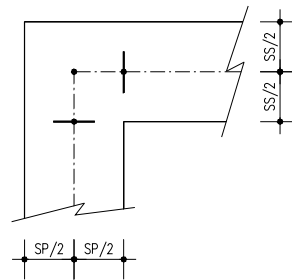
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta di fondazione;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio che determinano la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo per strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$.

7.6.1. Sezioni di Verifica

Si sono individuate, nel modello strutturale, tre sezioni trasversali "significative", il cui stato di sollecitazione risulta determinante per il dimensionamento e le verifiche di resistenza della struttura. Tali sezioni sono di seguito numerate e descritte:

- I → Sezione alla Base del Ritto Sinistro;
- II → Estremità soletta inferiore;
- III → Sezione di Mezzeria della fondazione.

Come sinteticamente indicato nello schema di seguito riportato.

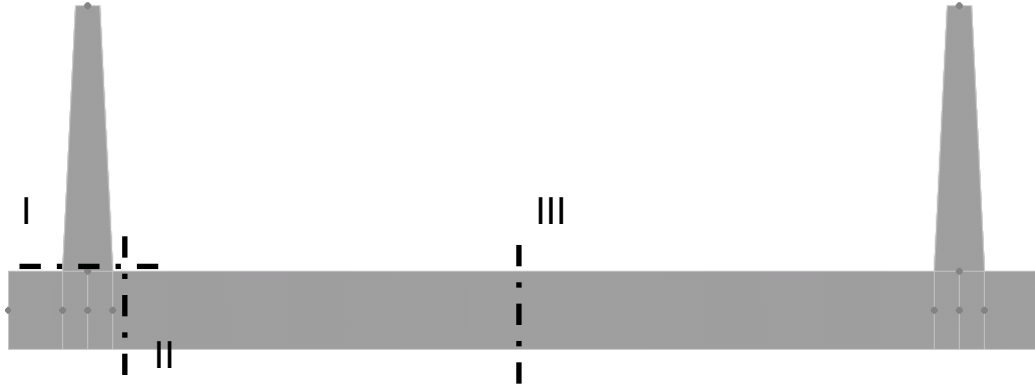


FIGURA 7.3 - INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI VERIFICA SIGNIFICATIVE

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dal punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008. Di seguito si specificano le convenzioni adottate:

- Momento flettente "M": positivo se tende le fibre d'intradosso (per gli elementi orizzontali) o le fibre rivolte verso l'esterno della struttura (per il ritto sinistro);
- Sforzo assiale "N": positivo se di compressione.

A seguire si riportano le verifiche di resistenza allo SLU e a fessurazione per tutte le Sezioni di Verifica implementate.

7.6.2. Sezione di Calcolo K14 (Valida per i Conci da C5 a C14 e da C38 a C48)

7.6.2.1 Sezione di Verifica I

Nella Figura seguente si riporta il diagramma di interazione allo SLU tra momento flettente resistente M_{Rd} ed azione assiale resistente N_{Rd} della sezione di base del ritto ipotizzando di adottare $5\phi 20/m$ come armatura tesa e $5\phi 16/m$ come armatura compressa; si riportano poi gli stati di sollecitazione $M_{Ed}-N_{Ed}$ associati alle combinazioni dei carichi allo SLU e SLV.

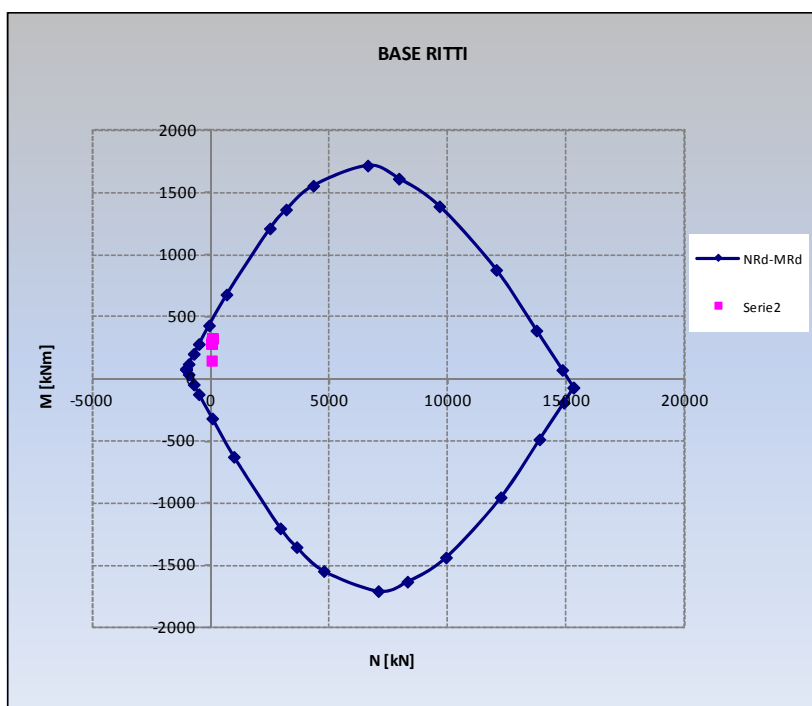


FIGURA 7.4 - DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N-M SLU SEZIONE BASE RITTI

Per quanto riguarda la verifica al taglio si è operato nel seguente modo. Prima si valuta la resistenza a taglio della sezione di base del ritto in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto; se la verifica non è soddisfatta si ripete l'operazione ad una sezione posta ad una quota pari a circa "d" volte rispetto alla quota sezione di base (d altezza utile di quest'ultima) in modo da tenere in conto del benefico effetto di diffusione a 45° dello sforzo di taglio nel corpo del ritto; se anche quest'ultima verifica non risulta soddisfatta allora si arma a taglio la sezione e si esegue la corrispondente verifica, calcolando anche la quota oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica.

L'andamento dell'azione di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU e SLV, è riportato nella Figura seguente.

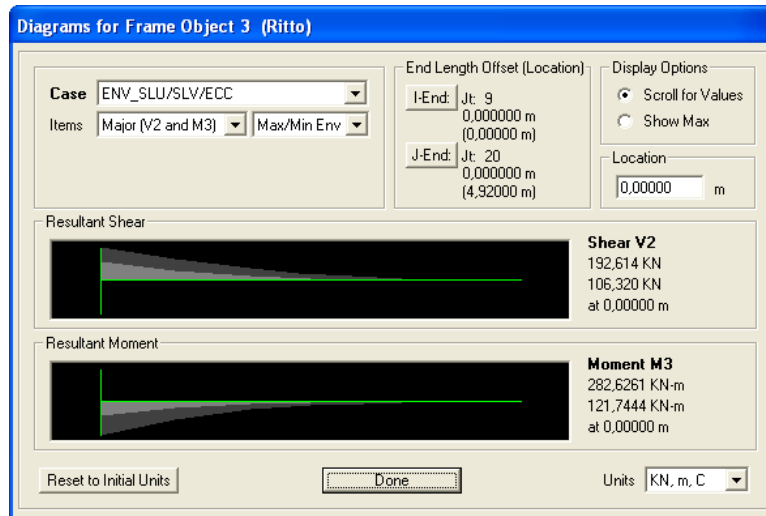


FIGURA 7.5 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV RITTI

La tabella che segue riporta l'esito della verifica a taglio.

Dati	SEZ. BASE RITTI		V_{Ed}	192,6
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	790	mm	Altezza	
d	730	mm	Altezza utile	
f _{ck}	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo	
f _{yd}	391,3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio	
f _{cd}	18,13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo	
f' _{cd}	9,07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	
A _{sl}	1571	mm ²	Armadura longitudinale	
k	1,52		Fattore di ingranamento	
v _{min}	0,37	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ	0,0022		Rapporto geom. di armatura longit.	
N _{ed}	0	N	Sforzo di comp/traz di progetto nella sezione (+ Comp.)	
σ _{cp}	0,00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione	
α _C	1,00		Coefficiente maggiorativo	
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima				
V _{Rd}	271,77	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s'} _{min}	492,21	mm ²	Armadura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	

TABELLA 7.1 - DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO RITTI

Non occorre predisporre armatura specifica a Taglio.

Per quanto attiene alle verifiche a fessurazione e tensionali si riportano i valori del momento flettente per la combinazione frequente, quasi permanente e rara (KN, m).

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN-m
3		0 SLE1-RARA	LinStatic	-64,226	198,8202
3		0 SLE2-RARA	LinStatic	-64,226	198,8202
3		0 SLE3-RARA	LinStatic	-64,226	198,8202
3		0 SLE4-RARA	LinStatic	-64,226	198,8202
3		0 SLE9-FR	LinStatic	-64,226	104,0278
3		0 SLE10-FR	LinStatic	-64,226	104,0278
3		0 SLE13-QP	LinStatic	-64,226	104,0278

TABELLA 7.2 - MOMENTO FLETTENTE SLE

Nelle Figure seguenti viene illustrata la verifica tensionale nella sezione di base per le combinazioni quasi permanente e rara (la combinazione frequente non risulta vincolante).

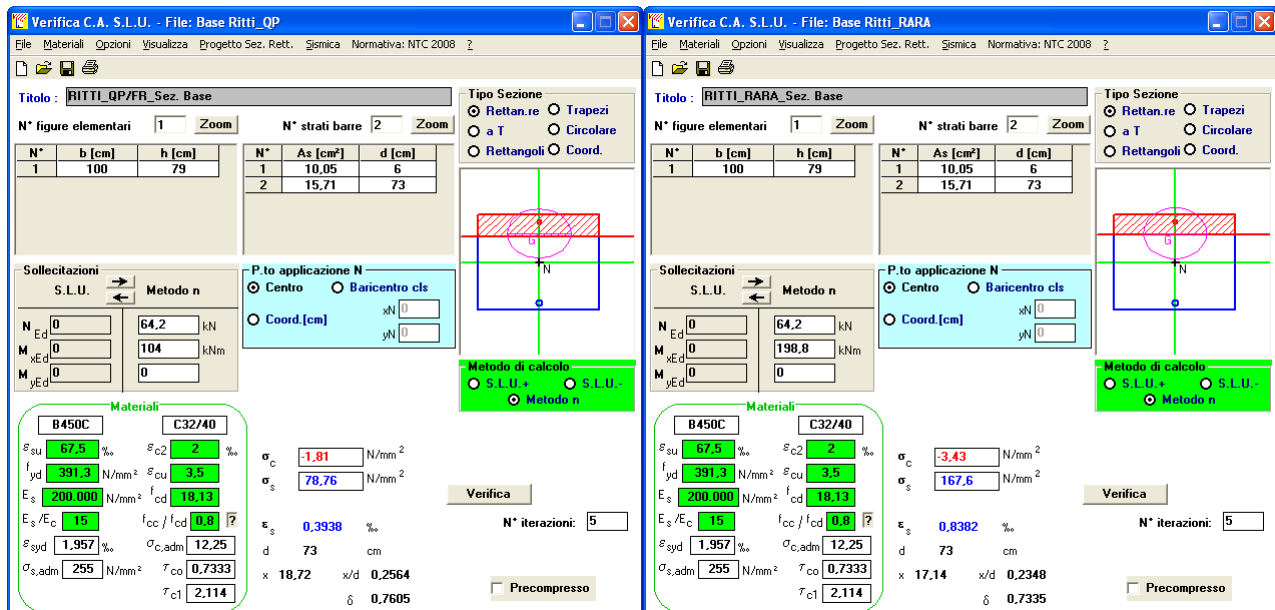
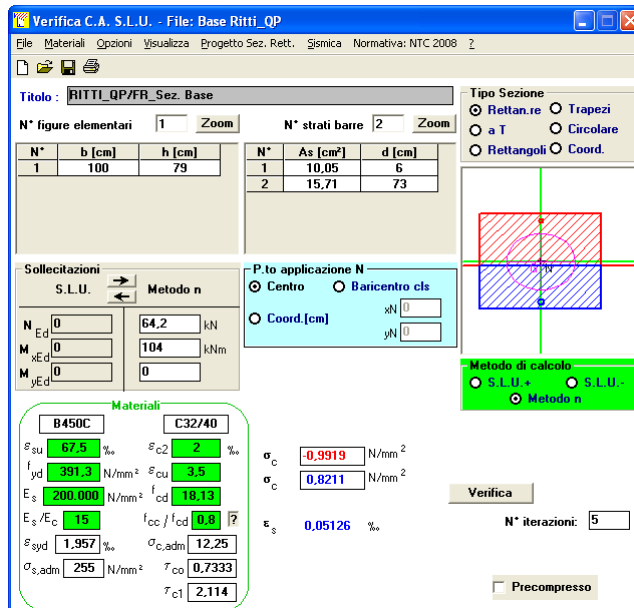


FIGURA 7.6 - VERIFICA TENSIONALE ALLA BASE DEI RITTI SLE Q.P. E RARA

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché procedendo alla verifica della sezione alla base della parete nell'ipotesi di sezione interamente reagente, si evince che la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio risulta inferiore alla sua resistenza a trazione, precludendo la formazione della fessura.



$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.52 \text{ MPa} > 0.82 \text{ MPa.}$$

La verifica tensionale risulta soddisfatta.

7.6.2.2 Sezione di Verifica II e III

Nella tabella seguente si riporta la sintesi delle sollecitazioni per tutte le combinazioni dei carichi indagate allo SLU (Statiche e Sismiche). Accanto alle sollecitazioni agenti sono riportati i momenti resistenti calcolati con riferimento alla specifica Sezione di Calcolo oggetto di verifica (Sez. Incastro Ritti – Sez. di Mezzeria). Le verifiche trascurano l'effetto benefico indotto dallo stato di compressione assiale della soletta di fondazione. La fondazione risulta armata all'intradosso ed all'estradosso mediante 5φ20/m con integrazione di armatura all'intradosso della fondazione nella zona di attacco dei ritti mediante 2.5φ16/m.

COMB. SLU STATICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd ⁻ [kNm/m]	MRd ⁻ [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	406,4	576,1	0,0	-441,8
Mezzeria	160,5	441,8	-176,7	-441,8
COMB. SLU SISMICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd ⁻ [kNm/m]	MRd ⁻ [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	298,6	576,1	0,0	-441,8
Mezzeria	21,0	441,8	-35,9	-441,8

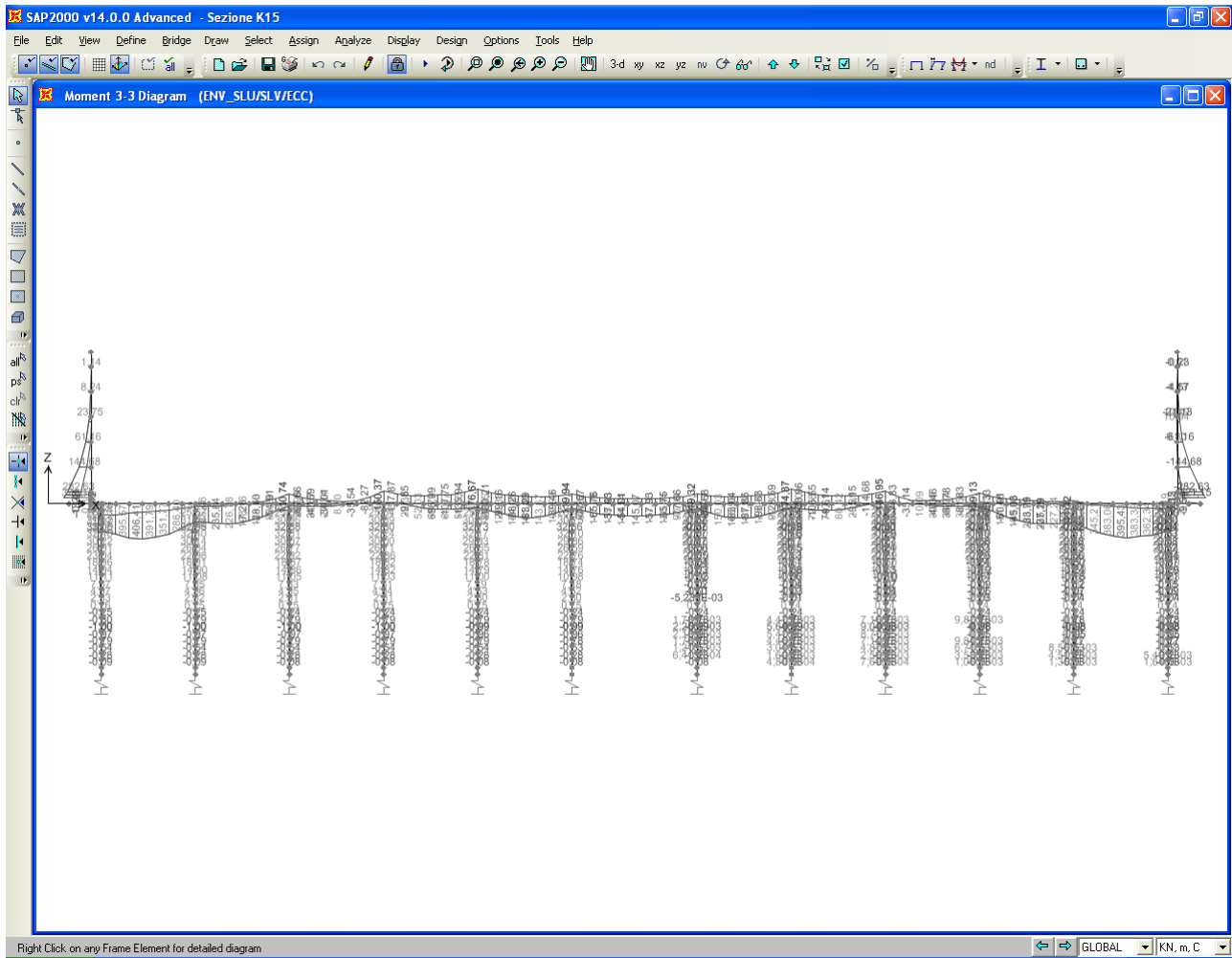


TABELLA 7.3 – MOMENTI SOLLECITANTI SLU E RESISTENTI NELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

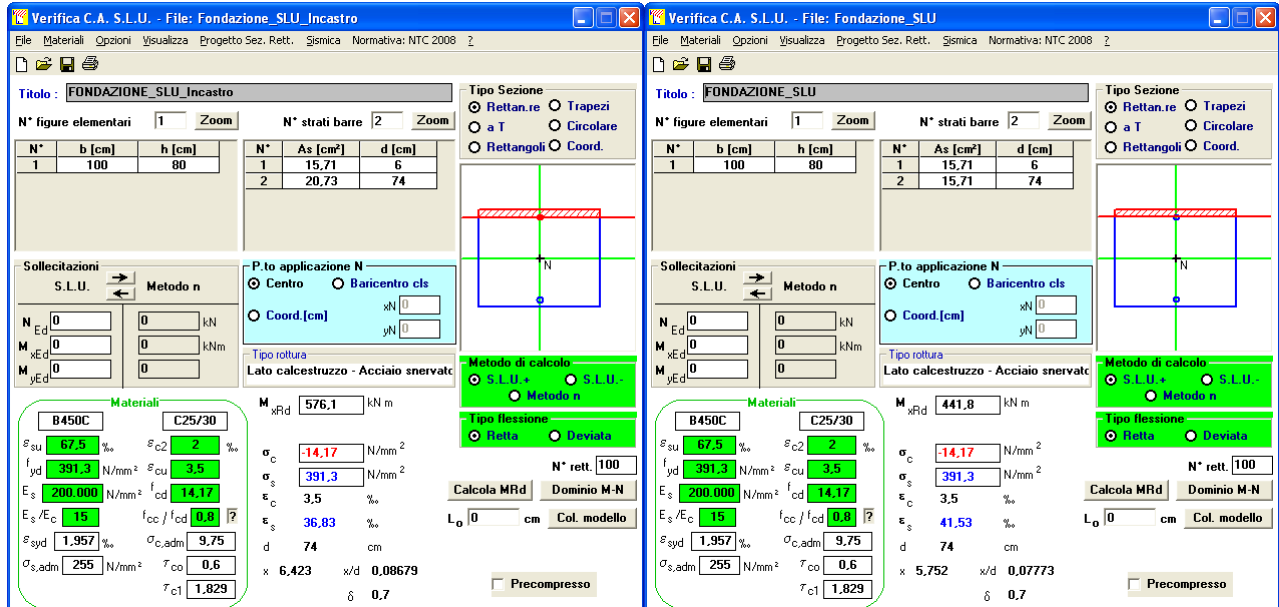


FIGURA 7.7 - VERIFICHE ALLO SLU DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda la verifica al taglio si è operato nel seguente modo. Prima si valuta la resistenza a taglio della sezione di estremità della soletta in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto; se la verifica non è soddisfatta si ripete l'operazione ad una sezione posta ad una quota pari a circa "d" volte rispetto alla quota sezione di estremità (d altezza utile di quest'ultima) in modo da tenere in conto del benefico effetto di diffusione a 45° dello sforzo di taglio nel corpo del soletta; se anche quest'ultima verifica non risulta soddisfatta allora si arma a taglio la sezione e si esegue la corrispondente verifica, calcolando anche la quota oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica.

L'andamento dell'azione di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU e SLV è riportato nella Figura seguente.

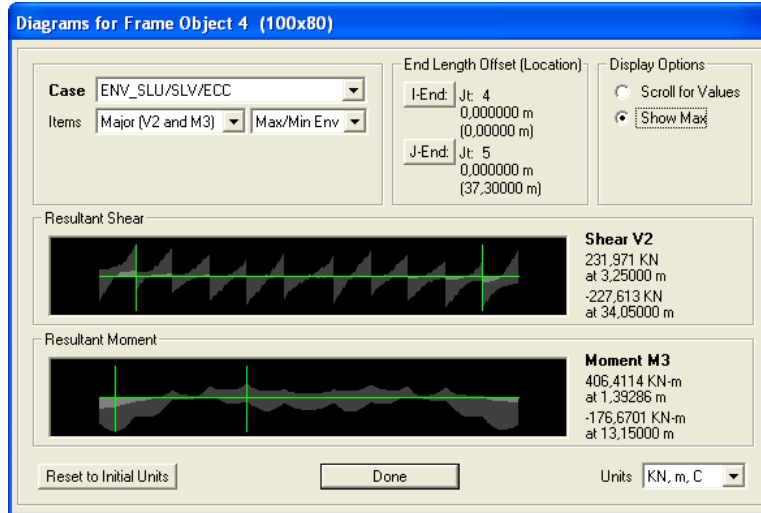


FIGURA 7.8 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV SOLETTA

La tabella che segue riporta l'esito della verifica a taglio.

Dati	SEZ. INCASTRO RITTI		V_{Ed}	232
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	800	mm	Altezza	
d	740	mm	Altezza utile	
f _{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo	
f _{yd}	391,3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio	
f _{cd}	14,17	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo	
f' _{cd}	7,08	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	
A _{sl}	1571	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,52		Fattore di ingranamento	
√ _{min}	0,33	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ _l	0,0021		Rapporto geom. di armatura longit.	
N _{ed}	0	N	Sforzo di comp/traz di progetto nella sezione (+ Comp.)	
σ _{cp}	0,00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione	
α _c	1,00		Coefficiente maggiorativo	
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima				
V_{Rd}	242,65	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s'_{min}}	592,90	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	

TABELLA 7.4 - DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO SOLETTA

Dal momento che $V_{Rd} > V_{Ed}$ non è necessaria apposita armatura a taglio.

Per quanto attiene alle verifiche tensionali e a fessurazione si riportano i valori del momento flettente per la combinazione frequente, quasi permanente e rara (KN, m).

COMB. RARA		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
MEd [kNm/m]	298,3	119,2/-126,5
COMB. FREQUENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
MEd [kNm/m]	190,8	98,9/-108,0
COMB. QUASI PERMANENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
MEd [kNm/m]	117,3	67,2/-57,9

TABELLA 7.5 - MOMENTI FLETTENTI SLE SOLETTA DI FONDAZIONE

Nelle Figure seguenti viene illustrata la verifica tensionale per la sezione in corrispondenza dell'incastro ritti e/o per quella in mezzzeria laddove più gravosa.

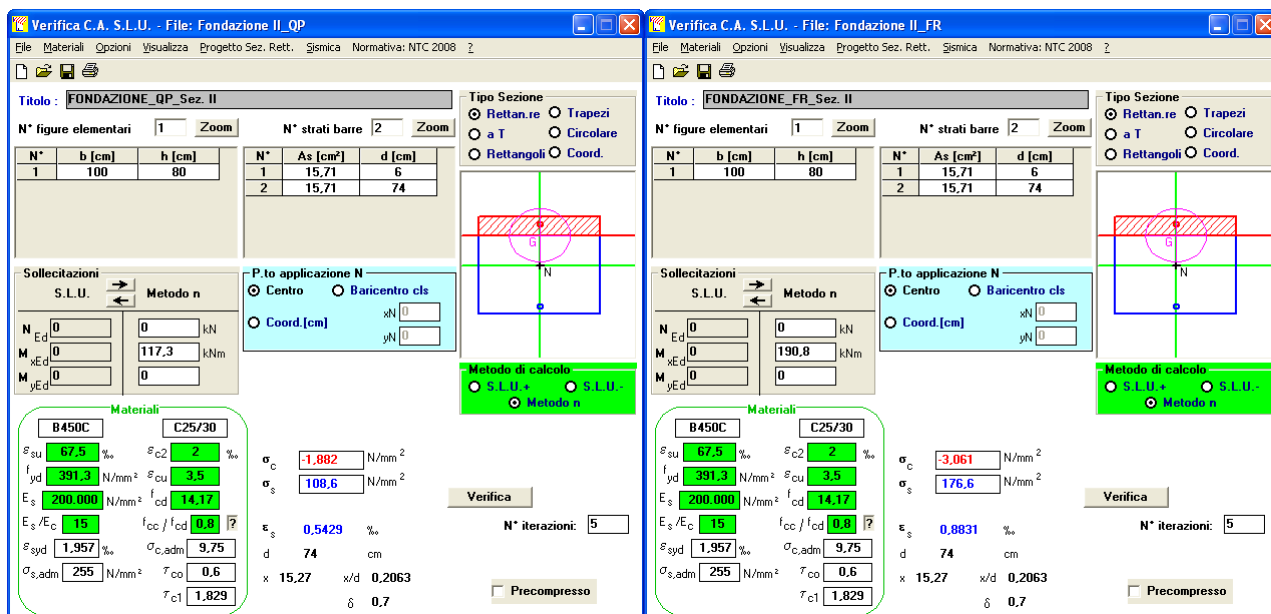


FIGURA 7.9 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE Q.P. E FR

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché procedendo alla verifica nell'ipotesi di sezione interamente reagente, si evince che la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio risulta inferiore alla sua resistenza a trazione, precludendo la formazione della fessura.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione II_QP

Titolo: **FONDAZIONE_QP_Sez. II**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	6
			2	15,71	74

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 117,3 kNm
M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

σ_{su} : 67,5 ‰ σ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² σ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 σ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6 ‰
 τ_{c1} : 1,829 ‰

σ_c : -0,9752 N/mm²
 σ_c : 0,9752 N/mm²
 ϵ_s : 0,06217 ‰

N° iterazioni: 5

Precompresso:

TABELLA 7.6 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO QP

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione II_FR

Titolo: **FONDAZIONE_FR_Sez. II**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	6
			2	15,71	74

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 190,8 kNm
M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

σ_{su} : 67,5 ‰ σ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² σ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 σ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6 ‰
 τ_{c1} : 1,829 ‰

σ_c : -1,586 N/mm²
 σ_c : 1,586 N/mm²
 ϵ_s : 0,1011 ‰

N° iterazioni: 5

Precompresso:

TABELLA 7.7 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO FR

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.13 \text{ MPa} > 1.59 \text{ MPa.}$$

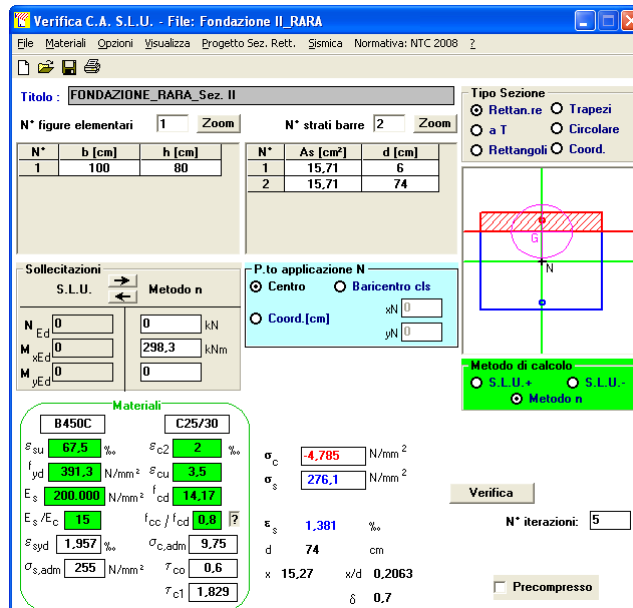


FIGURA 7.10 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE RARA

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

7.6.2.3 Armatura di Ripartizione

Nei ritti ed in soletta si provvederà a porre in opera un'armatura di ripartizione in percentuale non inferiore al 20% dell'armatura principale precedentemente calcolata.

Elemento	Sezione	Posizione	Armatura Principale (A _{prin.})	[mm ² /m]	Armatura Ripartizione (A _{rip.})	[mm ² /m]	A _{rip./A_{prin.}}
Fondazione	Incastro Ritti	Superiore	1 ϕ 20 / 20	1571	1 ϕ 12 / 25 + 1 ϕ 16 / 100	653	41,6%
Fondazione	Incastro Ritti	Inferiore	1 ϕ 20 / 20 + 1 ϕ 16 / 40	2073	1 ϕ 16 / 25	804	38,8%
Fondazione	Mezzeria	Superiore	1 ϕ 20 / 20	1571	1 ϕ 12 / 25 + 1 ϕ 16 / 100	653	41,6%
Fondazione	Mezzeria	Inferiore	1 ϕ 20 / 20	1571	1 ϕ 12 / 25	452	28,8%
Ritti	Base	Esterna	1 ϕ 20 / 20	1571	1 ϕ 12 / 20	565	36,0%
Ritti	Base	Interna	1 ϕ 16 / 20	1005	1 ϕ 12 / 20	565	56,3%
Ritti	Oltre 1.20m dalla Base	Esterna	1 ϕ 20 / 20	1571	1 ϕ 12 / 20	565	36,0%
Ritti	Oltre 1.20m dalla Base	Interna	1 ϕ 16 / 20	1005	1 ϕ 12 / 20	565	56,3%

TABELLA 7.8 - VERIFICA ARMATURA DI RIPARTIZIONE

7.6.3. Sezione di Calcolo K28 (Valida per i Conci da C18 a C33)

7.6.3.1 Sezione di Verifica I

Nella Figura seguente si riporta il diagramma di interazione allo SLU tra momento flettente resistente M_{Rd} ed azione assiale resistente N_{Rd} della sezione di base del ritto ipotizzando di adottare $5\phi 24+5\phi 20/m$ come armatura tesa e $5\phi 20/m$ come armatura compressa; si riportano poi gli stati di sollecitazione $M_{Ed}-N_{Ed}$ associati alle combinazioni dei carichi allo SLU e SLV.

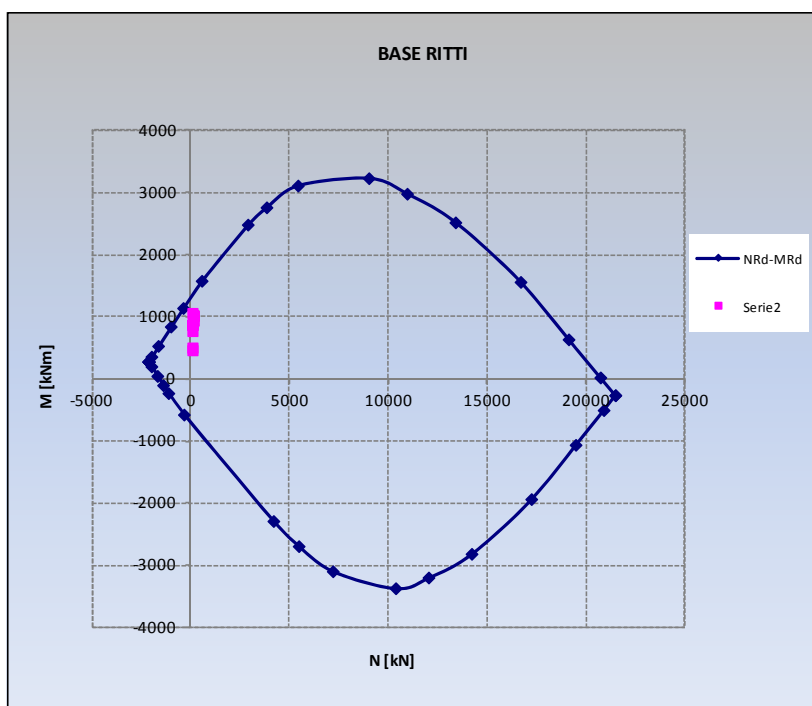


FIGURA 7.11 - DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N-M SLU SEZIONE BASE RITTI

Per quanto riguarda la verifica al taglio si è operato nel seguente modo. Prima si valuta la resistenza a taglio della sezione di base del ritto in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto; se la verifica non è soddisfatta si ripete l'operazione ad una sezione posta ad una quota pari a circa "d" volte rispetto alla quota sezione di base (d altezza utile di quest'ultima) in modo da tenere in conto del benefico effetto di diffusione a 45° dello sforzo di taglio nel corpo del ritto; se anche quest'ultima verifica non risulta soddisfatta allora si arma a taglio la sezione e si esegue la corrispondente verifica, calcolando anche la quota oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica.

L'andamento dell'azione di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU e SLV, è riportato nella Figura seguente.

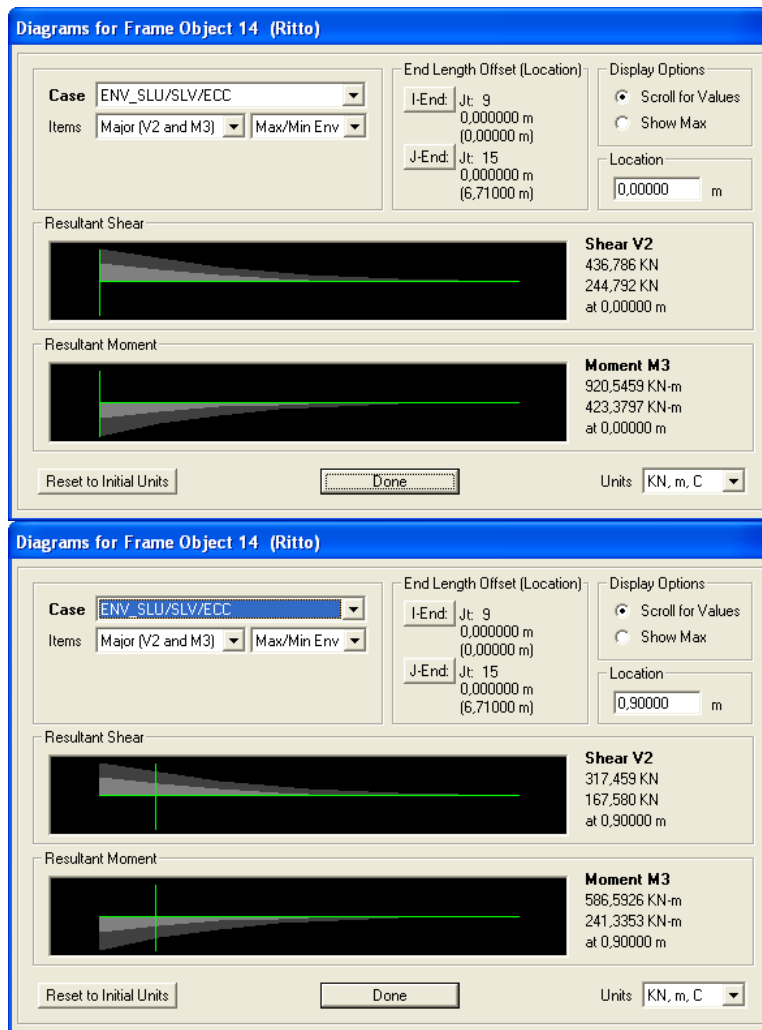


FIGURA 7.12 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV RITTI

La tabella che segue riporta l'esito della verifica a taglio.

Dati	SEZ. BASE RITTI		V_{Ed}	436,8
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	970	mm	Altezza	
d	910	mm	Altezza utile	
f _{ck}	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo	
f _{yd}	391,3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio	
f _{cd}	18,13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo	
f' _{cd}	9,07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	
A _{sl}	3833	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,47		Fattore di ingranamento	
σ _{min}	0,35	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ _l	0,0042		Rapporto geom. di armatura longit.	
N _{ed}	0	N	Sforzo di comp/traz di progetto nella sezione (+ Comp.)	
σ _{cp}	0,00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione	
α _C	1,00		Coefficiente maggiorativo	
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima				
V_{Rd}	381,71	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s'} _{min}	1116,28	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	
Dati	SEZ. +0,9m DA BASE RITTI		V_{Ed}	317,5
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	880	mm	Altezza	
d	820	mm	Altezza utile	
f _{ck}	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo	
f _{yd}	391,3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio	
f _{cd}	18,13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo	
f' _{cd}	9,07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	
A _{sl}	3833	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,49		Fattore di ingranamento	
σ _{min}	0,36	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ _l	0,0047		Rapporto geom. di armatura longit.	
N _{ed}	0	N	Sforzo di comp/traz di progetto nella sezione (+ Comp.)	
σ _{cp}	0,00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione	
α _C	1,00		Coefficiente maggiorativo	
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima				
V_{Rd}	362,19	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s'} _{min}	811,40	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	

TABELLA 7.9 - DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO RITTI ALLA BASE E A +0.9 M DALLA BASE

Non occorre predisporre armatura specifica a Taglio.

Si provvederà a disporre tuttavia ganci φ8 in numero di 6/mq.

Per quanto attiene alle verifiche a fessurazione e tensionali si riportano i valori del momento flettente per la combinazione frequente, quasi permanente e rara (KN, m).

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN-m
14		0 SLE1-RARA	LinStatic	-106,5	630,2
14		0 SLE2-RARA	LinStatic	-106,5	630,2
14		0 SLE3-RARA	LinStatic	-106,5	630,2
14		0 SLE4-RARA	LinStatic	-106,5	630,2
14		0 SLE5-FR	LinStatic	-106,5	356,0
14		0 SLE6-FR	LinStatic	-106,5	356,0
14		0 SLE7-QP	LinStatic	-106,5	356,0

TABELLA 7.10 - MOMENTO FLETTENTE SLE

Nelle Figure seguenti viene illustrata la verifica tensionale nella sezione di base per le combinazioni quasi permanente e rara (la combinazione frequente non risulta vincolante).

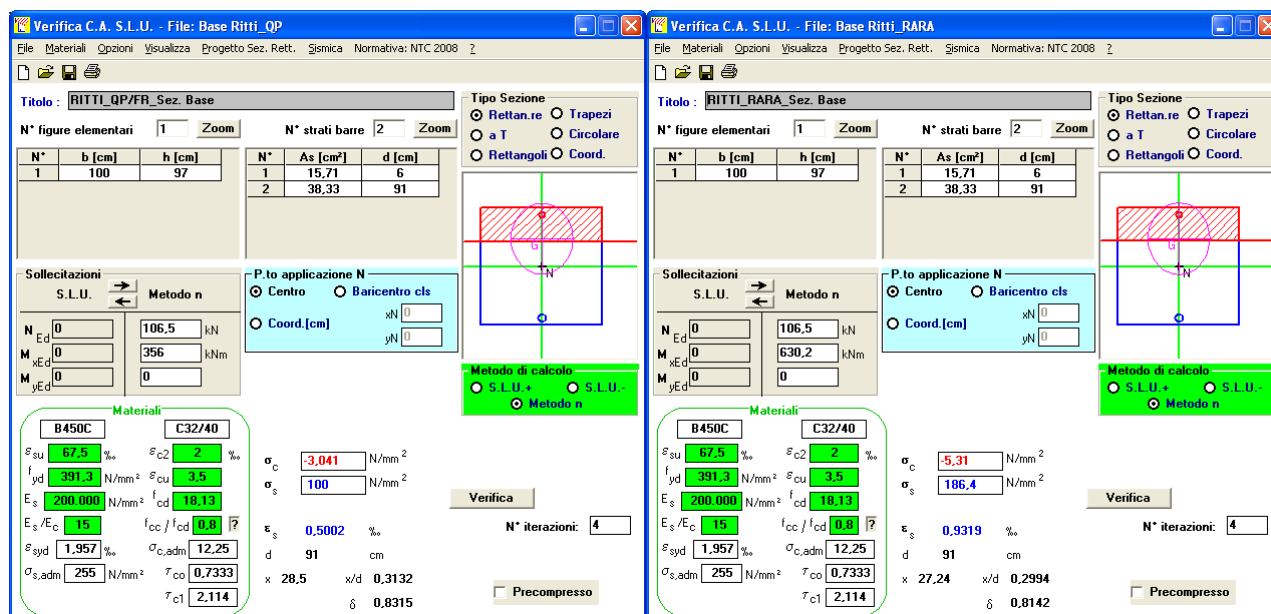


FIGURA 7.13 - VERIFICA TENSIONALE ALLA BASE DEI RITTI SLE Q.P. E RARA

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché procedendo alla verifica della sezione alla base della parete nell'ipotesi di sezione interamente reagente, si evince che la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio risulta inferiore alla sua resistenza a trazione, precludendo la formazione della fessura.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Base Ritti_QP

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: RITTI_QP/FR_Sez. Base

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	97	1	15,71	6
			2	38,33	91

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 106,5 kN
 M_{xEd}: 0 356 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U. Metodo n

Materiali: B450C C32/40

σ_{su}	67,5 ‰	σ_{c2}	2 ‰	σ_c	-2,071 N/mm ²
f_{yd}	391,3 N/mm ²	σ_{cu}	3,5 ‰	σ_c	1,76 N/mm ²
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	10,13	ϵ_s	0,1142 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8		
σ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25		
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333		
		τ_{c1}	2,114		

Verifica

Precompresso

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.52 \text{ MPa} > 1.76 \text{ MPa.}$$

La verifica tensionale risulta anch'essa soddisfatta.

A circa 2.0 m dallo spiccato si esegue la verifica ipotizzando di adottare 5 ϕ 20/m come armatura tesa e 5 ϕ 20/m come armatura compressa.

Per quanto attiene alle verifiche a fessurazione e tensionali si riportano i valori del momento flettente per la combinazione frequente, quasi permanente e rara (KN, m).

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN-m
14	1,91714	SLE1-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE1-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE2-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE2-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE3-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE3-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE4-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE4-RARA	LinStatic	-64,6	231,2
14	1,91714	SLE5-FR	LinStatic	-64,6	91,3
14	1,91714	SLE5-FR	LinStatic	-64,6	91,3
14	1,91714	SLE6-FR	LinStatic	-64,6	91,3
14	1,91714	SLE6-FR	LinStatic	-64,6	91,3
14	1,91714	SLE7-QP	LinStatic	-64,6	91,3
14	1,91714	SLE7-QP	LinStatic	-64,6	91,3

TABELLA 7.11 - MOMENTO FLETTENTE SLE

Nelle Figure seguenti viene illustrata la verifica tensionale nella sezione di base per le combinazioni quasi permanente e rara (la combinazione frequente non risulta vincolante).

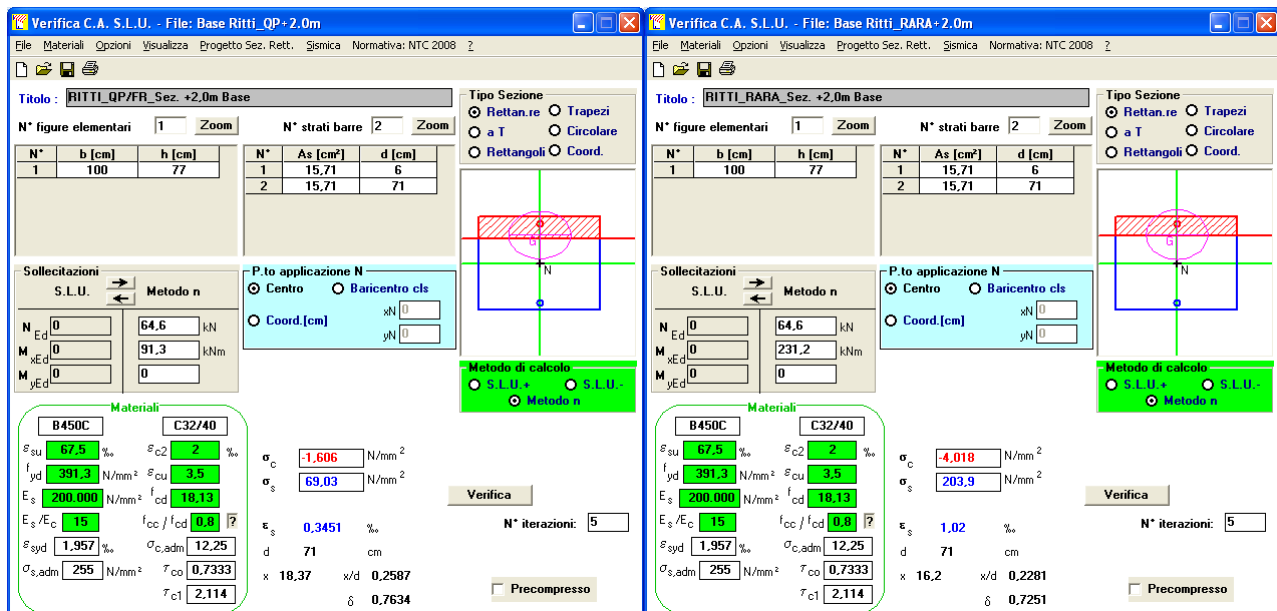
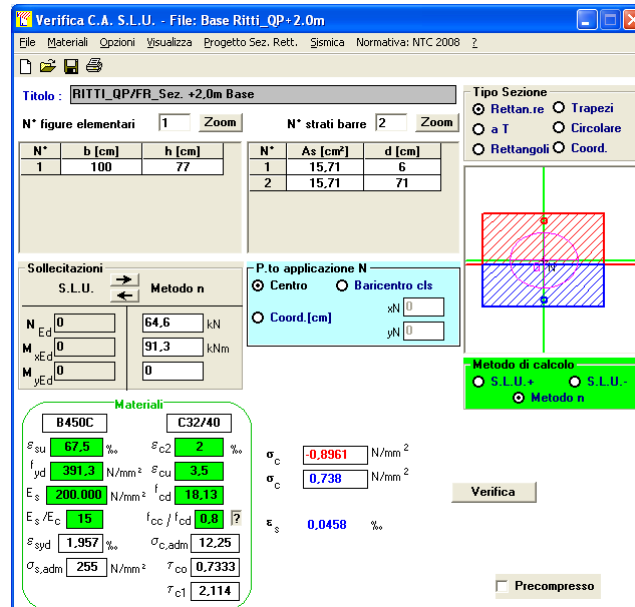


FIGURA 7.14 - VERIFICA TENSIONALE A +2.0M DA BASE DEI RITTI SLE Q.P. E RARA

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché procedendo alla verifica della sezione alla base della parete nell'ipotesi di sezione interamente reagente, si evince che la massima tensione di trazione nel

conglomerato cementizio risulta inferiore alla sua resistenza a trazione, precludendo la formazione della fessura.



$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.52 \text{ MPa} > 0.74 \text{ MPa}.$$

La verifica tensionale risulta soddisfatta.

7.6.3.2 Sezione di Verifica II e III

Nella tabella seguente si riporta la sintesi delle sollecitazioni per tutte le combinazioni dei carichi indagate allo SLU (Statiche e Sismiche). Accanto alle sollecitazioni agenti sono riportati i momenti resistenti calcolati con riferimento alla specifica Sezione di Calcolo oggetto di verifica (Sez. Incastro Ritti – Sez. di Mezzeria). Le verifiche trascurano l'effetto benefico indotto dallo stato di compressione assiale della soletta di fondazione. La fondazione risulta armata all'intradosso ed all'estradosso mediante armatura corrette 2.5 ϕ 24+2.5 ϕ 20/m. Ad intradosso platea, nelle zone di incastro dei ritti si provvederà a disporre armatura integrativa pari a 2.5 ϕ 24/m, ottenendo in totale 5 ϕ 24+2.5 ϕ 20/m.

COMB. SLU STATICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd ⁻ [kNm/m]	MRd ⁻ [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	957,0	1312,0	0,0	-833,9
Mezzeria	183,6	833,9	-326,8	-833,9
COMB. SLU SISMICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd ⁻ [kNm/m]	MRd ⁻ [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	1045,6	1312,0	0,0	-833,9
Mezzeria	0,0	833,9	-106,2	-833,9

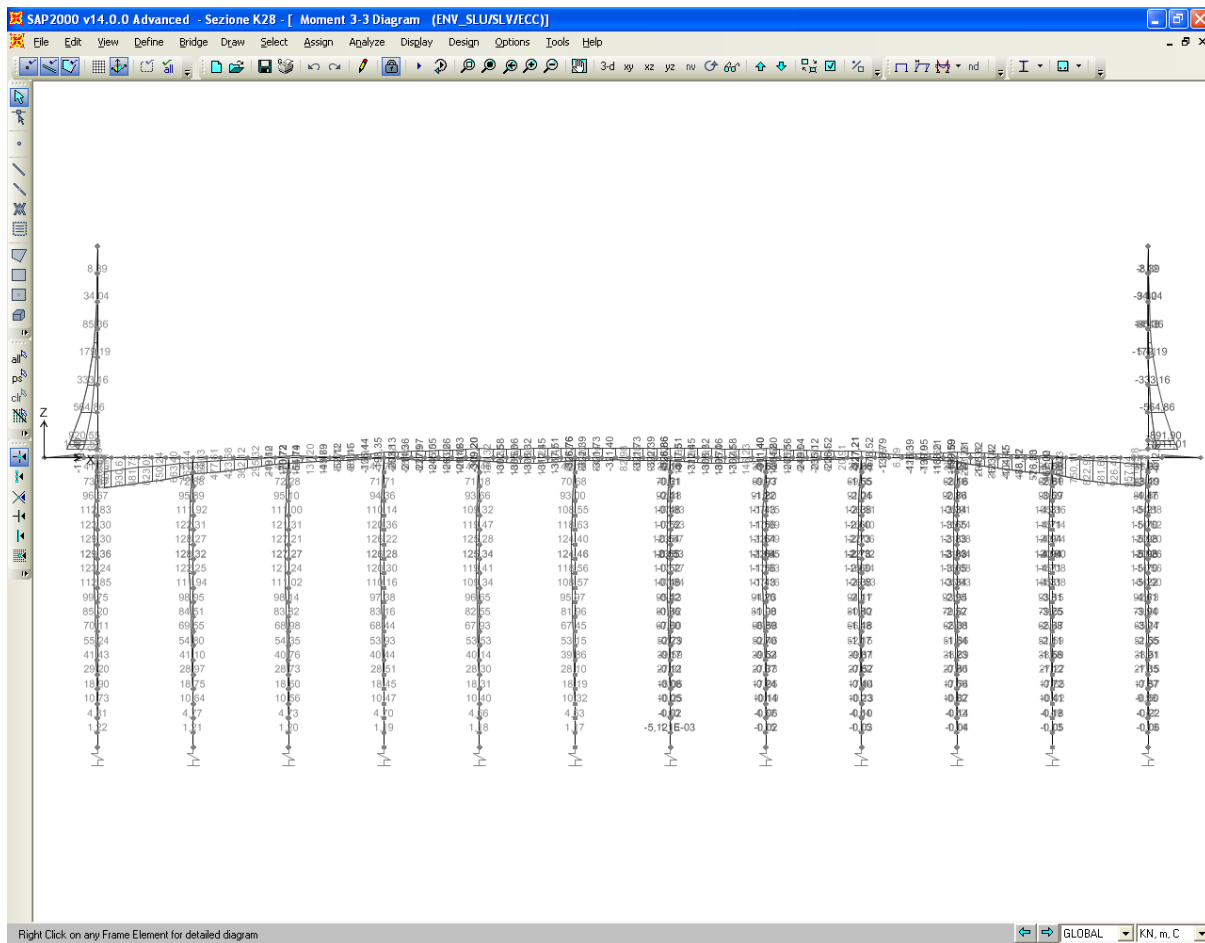


TABELLA 7.12 – MOMENTI SOLLECITANTI SLU E RESISTENTI NELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

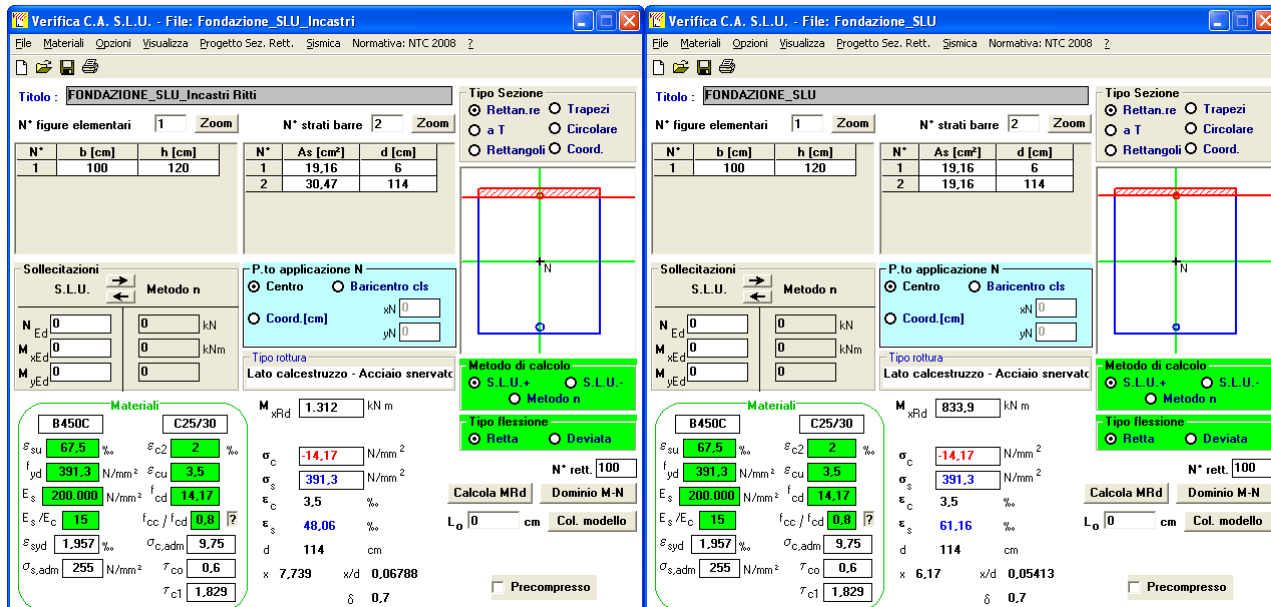


FIGURA 7.15 - VERIFICHE ALLO SLU DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda la verifica al taglio si è operato nel seguente modo. Prima si valuta la resistenza a taglio della sezione di estremità della soletta in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto; se la verifica non è soddisfatta si ripete l'operazione ad una sezione posta ad una quota pari a circa "d" volte rispetto alla quota sezione di estremità (d altezza utile di quest'ultima) in modo da tenere in conto del benefico effetto di diffusione a 45° dello sforzo di taglio nel corpo del soletta; se anche quest'ultima verifica non risulta soddisfatta allora si arma a taglio la sezione e si esegue la corrispondente verifica, calcolando anche la quota oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica.

L'andamento dell'azione di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU e SLV è riportato nella Figura seguente.

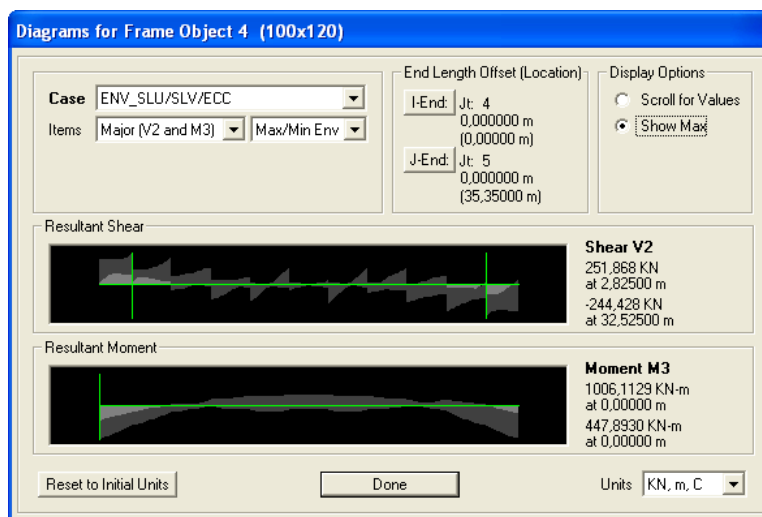


FIGURA 7.16 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV SOLETTA

La tabella che segue riporta l'esito della verifica a taglio.

Dati	SEZ. INCASTRO RITTI		V_{Ed}	251,9
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	1200	mm	Altezza	
d	1140	mm	Altezza utile	
f _{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo	
f _{yd}	391,3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio	
f _{cd}	14,17	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo	
f' _{cd}	7,08	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	
Asl	1916	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,42		Fattore di ingranamento	
v_{min}	0,30	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ_l	0,0017		Rapporto geom. di armatura longit.	
N _{ed}	0	N	Sforzo di comp/traz di progetto nella sezione (+ Comp.)	
σ_{cp}	0,00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione	
α_C	1,00		Coefficiente maggiorativo	
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima				
V_{Rd}	337,17	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
As' _{min}	643,75	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	

TABELLA 7.13 - DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO SOLETTA

Dal momento che $V_{Rd} > V_{Ed}$ non è necessaria apposita armatura a taglio.

Per quanto attiene alle verifiche tensionali e a fessurazione si riportano i valori del momento flettente per la combinazione frequente, quasi permanente e rara (KN, m).

COMB. RARA		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
M _{Ed} [kNm/m]	678,8	-236,5
COMB. FREQUENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
M _{Ed} [kNm/m]	392,1	-170,8
COMB. QUASI PERMANENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
M _{Ed} [kNm/m]	346,2	-79,3

TABELLA 7.14 - MOMENTI FLETTENTI SLE SOLETTA DI FONDAZIONE

Nelle Figure seguenti viene illustrata la verifica tensionale per la sezione in corrispondenza dell'incastro ritti e/o per quella in mezzzeria laddove più gravosa.

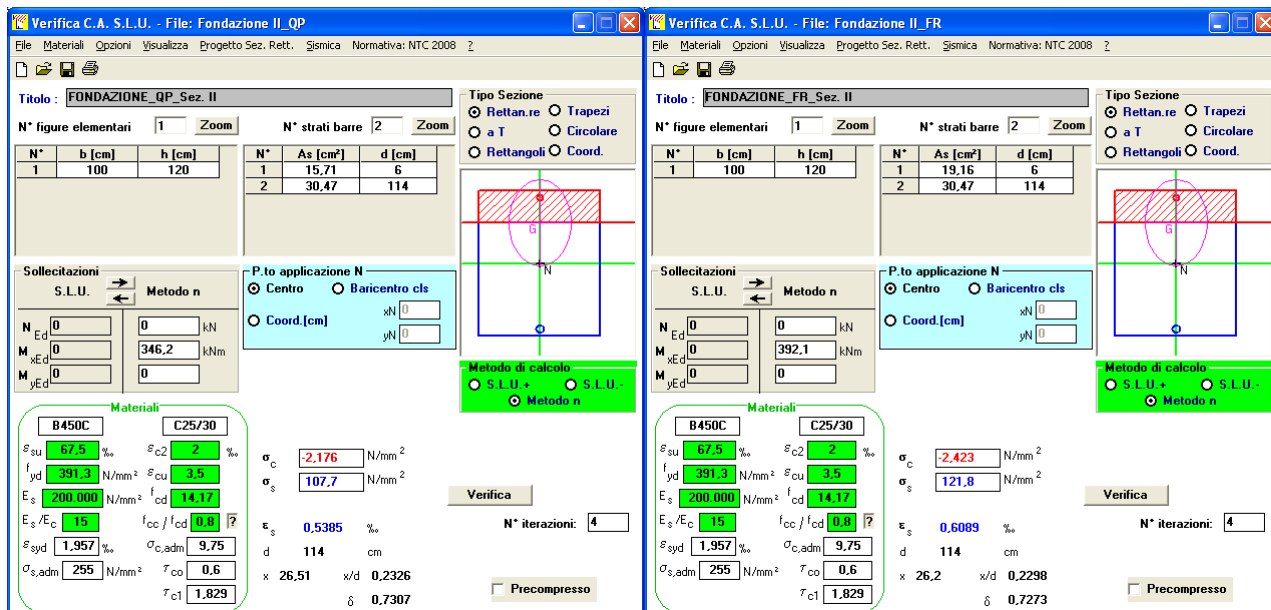


FIGURA 7.17 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE Q.P. E FR

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché procedendo alla verifica nell'ipotesi di sezione interamente reagente, si evince che la massima tensione nel conglomerato cementizio risulta inferiore alla sua resistenza a trazione, precludendo la formazione della fessura.

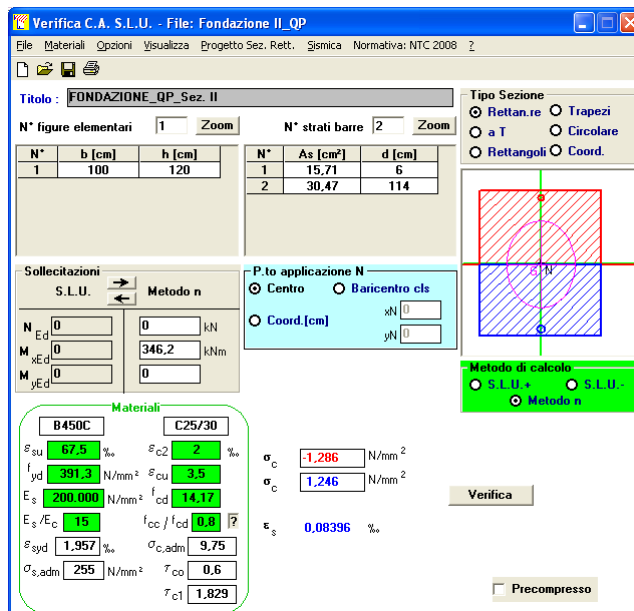


TABELLA 7.15 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO QP

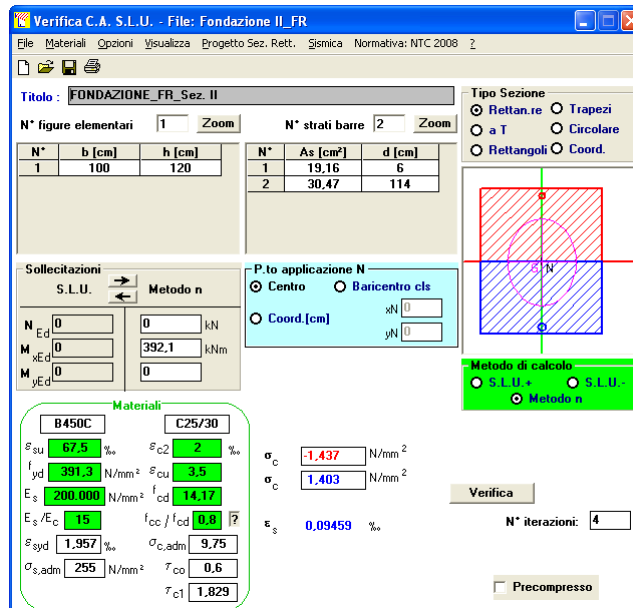


TABELLA 7.16 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO FR

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.13 \text{ MPa} > 1.40 \text{ MPa.}$$

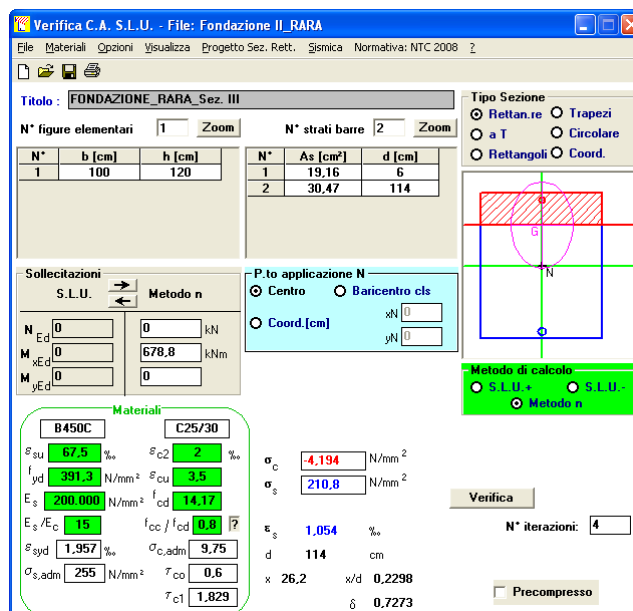


FIGURA 7.18 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE RARA Sez.II

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

7.6.3.3 Armatura di Ripartizione

Nei ritti ed in soletta si provvederà a porre in opera un'armatura di ripartizione in percentuale non inferiore al 20% dell'armatura principale precedentemente calcolata.

Elemento	Sezione	Posizione	Armatura Principale (A _{prin.})	[mm ² /m]	Armatura Ripartizione (A _{rip.})	[mm ² /m]	A _{rip.} /A _{prin.}
Fondazione	Incastro Ritti	Superiore	1 φ 24 / 40 + 1 φ 20 / 40	1916	1 φ 12 / 20 + 1 φ 16 / 100	767	40,0%
Fondazione	Incastro Ritti	Inferiore	1 φ 24 / 20 + 1 φ 20 / 40	3047	1 φ 16 / 20	1005	33,0%
Fondazione	Mezzeria	Superiore	1 φ 24 / 40 + 1 φ 20 / 40	1916	1 φ 12 / 20 + 1 φ 16 / 100	767	40,0%
Fondazione	Mezzeria	Inferiore	1 φ 24 / 40 + 1 φ 20 / 40	1916	1 φ 12 / 20	565	29,5%
Ritti	Base	Esterna	1 φ 24 / 20 + 1 φ 20 / 20	3833	1 φ 16 / 20	1005	26,2%
Ritti	Base	Interna	1 φ 20 / 20	1571	1 φ 12 / 20	565	36,0%
Ritti	Oltre 2.00m dalla Base	Esterna	1 φ 20 / 20	1571	1 φ 16 / 20	1005	64,0%
Ritti	Oltre 2.00m dalla Base	Interna	1 φ 20 / 20	1571	1 φ 12 / 20	565	36,0%

TABELLA 7.17 - VERIFICA ARMATURA DI RIPARTIZIONE

7.6.4. Verifica strutturale dei pali di ancoraggio

I pali che hanno funzione di ancoraggio al di sotto della platea sono sollecitati da uno sforzo di trazione N variabile linearmente dalla base del palo (dove è nullo) alla sommità (valore massimo). In sommità al palo il collegamento palo/fondazione avviene mediante tubo metallico φ219.1 sp. 8mm.

Il calcolo del massimo sforzo di trazione palo è stato definito mediante le combinazioni dei carichi riportate nella tabella a seguire, simulanti, nelle combinazioni allo SLU, sia la condizione di esercizio dell'opera che la condizione transitoria ed eccezionale.

Nello specifico:

LOAD CASE NAME	DEAD	Terreno Imb. (PT)	Spinta H ₂ O (IR+HB)	Spinta Terre Statica (ST1)	Spinta Terre Statica (ST2)	Riemp. (SP)	Spinta H ₂ O (IR+HB)**	SV2	SV1	M2	M1
COMBO	G							Q1	Q2		
SLU 13	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00					
SLU 13Bis	1,00	1,00	1,35*	1,00	1,00						
ECC - 1	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00	1,00				
SLE 7 - Q.P.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00					
* Calcolata con riferimento alla Condizione Transitoria											
** Calcolata con riferimento alla Condizione Eccezionale											

La trazione massima nei pali più sollecitati è pari quindi a:

$$N_{SLU13} = 152.1 \text{ kN};$$

$$N_{SLU13Bis} = 348.2 \text{ kN};$$

$$N_{ECC-1} = 83.7 \text{ kN};$$

Per la Comb. QP_{SLE7} i pali risultano tutti compressi.

Procedendo alla verifica del tubo metallico di collegamento avremo:

$$N_{t,Rd} = A_{Tubo} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 5306 \cdot 355 / 1.05 = 1794 \text{ kN};$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 348.2 / 1794 = 0.19 < 1.$$

La verifica è soddisfatta.

La verifica di resistenza del palo $\phi 800$ armato radialmente con $10\phi 20$ allo SLU porge:

$$N_{Rd} = 1229.3 \text{ kN} > 342.8 \text{ kN}.$$

7.7. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

La verifica viene eseguita nelle 3 seguenti condizioni:

- **Condizione di esercizio dell'opera** (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente d'acqua alla quota di -0.50m da p.c.;
- **Condizione Transitoria di Cantiere** (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente d'acqua alla quota di -1.50m da p.c., trascurando il riempimento interno alla trincea;
- **Condizione Eccezionale** considerando il battente d'acqua alla quota di sommità dei muri, trascurando il riempimento interno alla trincea;

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

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione:

1. Combinazione 2 \rightarrow (A2+M2) \rightarrow GEO (galleggiamento).

TABELLA 6.2.III - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γF	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

Nell'ambito della verifica al galleggiamento in condizione eccezionale si assume un coefficiente parziale per l'azione instabilizzante connessa alla sottospinta idraulica pari ad 1.0.

TABELLA 6.2.II - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M_2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1

A seguire si riportano le verifiche al galleggiamento per le Sezioni di Verifica ritenute significative.

Qualora la verifica al sollevamento non sia soddisfatta facendo affidamento solamente al peso della struttura e delle parti accessorie, si rende necessaria l'adozione di pali di fondazione che con la loro capacità portante a trazione siano in grado di equilibrare la forza risultante della differenza tra la spinta idrostatica di progetto ed il peso della sovra-struttura.

Per quanto riguarda il peso stabilizzante di progetto, si farà riferimento al peso della sovrastruttura in calcestruzzo, al terreno imbarcato nonché, solo in condizioni di esercizio, al riempimento interno alla trincea.

Il calcolo della capacità portante a trazione di progetto della palificata è condotto sulla base delle indicazioni geotecniche. Al riguardo, si fa presente che il carico limite $Q_{lim,N}$ di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del singolo palo per il numero N dei pali del gruppo.

Si pone:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim}$$

dove:

- il fattore E_v è detto efficienza della palificata assunto pari a 0.70;
- N = numero di pali disposti al di sotto della ciabatta di fondazione;
- Q_{lim} = capacità portante del singolo palo.

Le figure che seguono riportano l'andamento della capacità portante di progetto a trazione del singolo palo al variare della sua lunghezza e del diametro del palo.

Trincea confinata San Possidonio
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 600mm

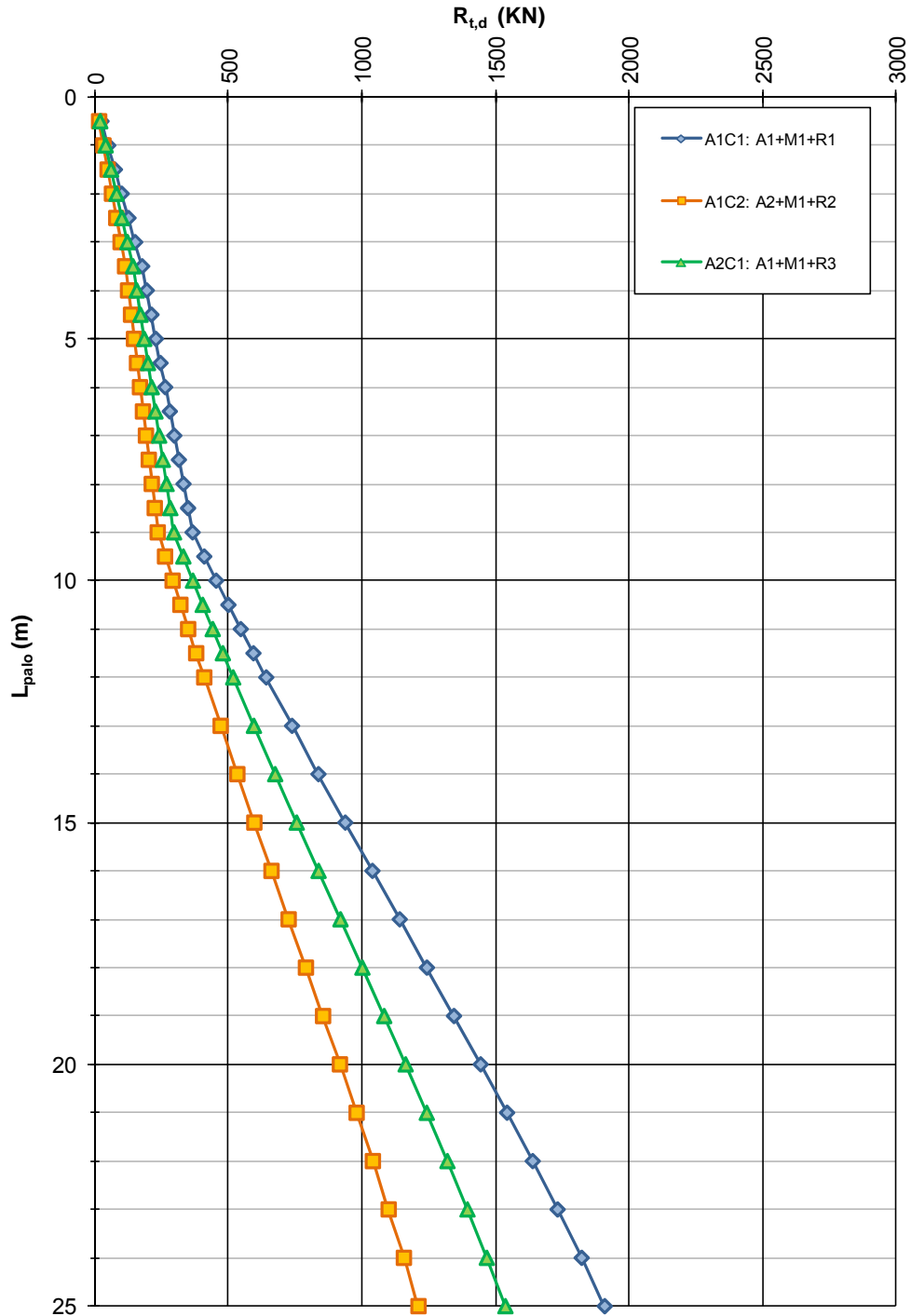


FIGURA 7-19: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 600

Trincea confinata San Possidonio
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 800mm

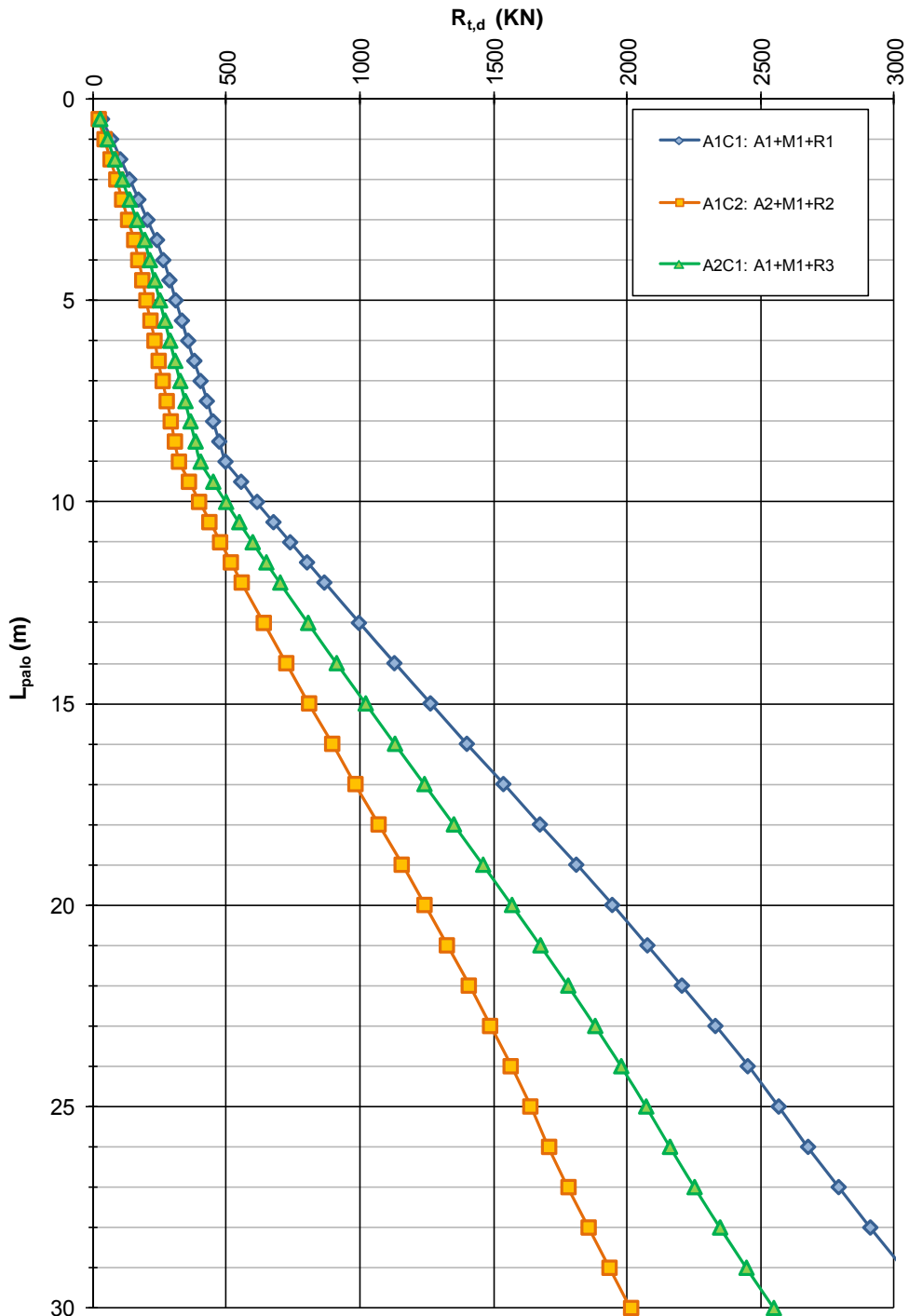


FIGURA 7-20: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 800

Il carico di progetto che i pali devono equilibrare è pari a:

$$R_d - P_d = 1.10 \cdot R_k - 0.90 \cdot P_k$$

dove:

- R_k = risultante della sottospinta idrostatica (valore caratteristico);
- P_k = peso della sovrastruttura in ca (valore caratteristico);
- $\gamma_g = 1.10$, coefficiente parziale assunto per la sottospinta;
- $\gamma_g = 0.90$, coefficiente parziale assunto per il peso stabilizzante della sovra-struttura.

La verifica è soddisfatta se:

$$Q_{lim,N,d} > (R_d - P_d)$$

essendo $Q_{lim,N,d}$ la capacità portante di progetto della palificata.

Le figure che seguono illustrano l'esito della verifica a galleggiamento comprensiva, se necessario, della verifica della palificata di ancoraggio.

Sezione K5

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K5 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K5 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K5 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	1,70	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	0,70	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	3,60	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,75	m	altezza netta pareti	H par	2,75	m	altezza netta pareti	H par	2,75	m	altezza netta pareti
s par	0,438	m	spessore medio pareti	s par	0,44	m	spessore medio pareti	s par	0,44	m	spessore medio pareti
L ciab tot	48,27	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	48,27	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	48,27	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	45,87	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	45,87	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	45,87	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,85	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,85	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,85	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	1,35	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	1,35	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	1,35	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,25	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,25	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,25	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	48,27	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	48,27	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	48,27	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,15	m	altezza di spinta	Hs	2,150	m	altezza di spinta	Hs	2,150	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	820,59	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	337,89	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1737,72	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	902,65	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	371,68	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1737,72	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1025,56	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1025,56	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1025,56	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	923,00	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	923,00	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	923,00	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	1120,15	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	1120,15	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	1008,13	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	1008,13	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	30,38	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	30,38	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	30,38	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	27,34	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	27,34	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	27,34	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	55,51	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	55,51	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	55,51	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	49,96	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	49,96	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	49,96	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	22,22	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	22,22	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	22,22	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348		
V terr d	7,73	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	7,73	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	7,73	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst. d	902,65	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst. d	371,68	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst. d	1737,72	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb. d	2016,16	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb. d	1008,03	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb. d	2016,16	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,45	ok	Vinst. d/Gstb. d	FS	0,37	ok	Vinst. d/Gstb. d	FS	0,86	ok	Vinst. d/Gstb. d

Sezione K9

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K9 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K9 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K9 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	2,34	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	1,34	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	4,24	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,39	m	altezza netta pareti	H par	3,39	m	altezza netta pareti	H par	3,39	m	altezza netta pareti
s par	0,470	m	spessore medio pareti	s par	0,47	m	spessore medio pareti	s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	40,64	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,64	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,64	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	38,24	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	38,24	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	38,24	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,73	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,73	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,73	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	1,99	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	1,99	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	1,99	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,12	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,12	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,12	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	40,64	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,64	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,64	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,79	m	altezza di spinta	Hs	2,790	m	altezza di spinta	Hs	2,790	m	altezza di spinta
ϕ^*	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ^*	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ^*	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	950,98	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	544,58	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1723,14	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	1046,07	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	599,03	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1723,14	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	892,38	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	892,38	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	892,38	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	803,14	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	803,14	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	803,14	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	873,25	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	873,25	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	785,92	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	785,92	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	40,19	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	40,19	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	40,19	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	36,17	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	36,17	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	36,17	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	46,74	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,74	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,74	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	42,06	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	42,06	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	42,06	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	37,43	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	37,43	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	37,43	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
γ_{ϕ}^*	1,25		coeff. parziale per γ_{ϕ}^* (M2)	γ_{ϕ}^*	1,25		coeff. parziale per γ_{ϕ}^* (M2)	γ_{ϕ}^*	1,25		coeff. parziale per γ_{ϕ}^* (M2)
$\gamma_{\phi}^* d$	0,348			$\gamma_{\phi}^* d$	0,348			$\gamma_{\phi}^* d$	0,348		
V terr d	13,02	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	13,02	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	13,02	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	1046,07	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	599,03	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1723,14	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1680,32	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	894,39	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1680,32	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,62	ok	Vinst,d/Gstb,d	FS	0,67	ok	Vinst,d/Gstb,d	FS	1,03	no	Vinst,d/Gstb,d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m			Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m			Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	2852,9	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	1633,7	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5169,4	kN
	γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3138,2	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	1797,1	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5169,4	kN
Risultante dei Pesi Stabilizzanti (k)	Pk	5417,5	kN			Risultante dei Pesi Stabilizzanti (k)	Pk	2797,7	kN			Risultante dei Pesi Stabilizzanti (k)	Pk	5417,5	kN
	γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4875,7	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	2517,9	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4875,7	kN
Lunghezza Pali	L	6	m			Lunghezza Pali	L	6	m			Lunghezza Pali	L	6	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	213,17	kN			Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	213,17	kN			Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	213,17	kN
Numero Pali		12	n°			Numero Pali		12	n°			Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7				Effetto Gruppo		0,7				Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	-1737,5	kN			Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	-720,8	kN			Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	293,7	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	1790,628	kN			Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	1790,628	kN			Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	1790,628	kN
	FS	-0,97	ok				FS	-0,40	ok				FS	0,16	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno						Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno						Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		8,34	m			Hsottospinta		7,34	m			Hsottospinta		10,24	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	3389,4	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	2983,0	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4161,5	kN/m
	γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3728,3	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3281,3	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	4161,5	kN/m
Risultante dei Pesi Stabilizzanti (k)	Pk	6254,7	kN/m			Risultante dei Pesi Stabilizzanti (k)	Pk	5381,4	kN/m			Risultante dei Pesi Stabilizzanti (k)	Pk	6254,7	kN/m
	γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	5629,2	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4843,3	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	5629,2	kN/m
	FS	0,66	ok				FS	0,68	ok				FS	0,74	ok

Sezione K14

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K15 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K15 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K15 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	3,87	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	2,87	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	5,77	m	altezza di spinta dell'acqua
γw	10,00	kN/mc	ps acqua	γw	10,00	kN/mc	ps acqua	γw	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,92	m	altezza netta pareti	H par	4,92	m	altezza netta pareti	H par	4,92	m	altezza netta pareti
s par	0,546	m	spessore medio pareti	s par	0,55	m	spessore medio pareti	s par	0,55	m	spessore medio pareti
L ciab tot	39,70	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	39,70	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	39,70	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γca	25,00	kN/mc	ps ca	γca	25,00	kN/mc	ps ca	γca	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	37,30	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	37,30	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	37,30	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,90	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,90	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,90	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr	γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr	γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	3,52	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	3,52	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	3,52	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	0,82	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	0,82	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	0,82	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γt	18,00	kN/mc	ps terr	γt	18,00	kN/mc	ps terr	γt	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	39,70	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	39,70	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	39,70	m	largh complessiva magrone sottofondo
γr	23,00	kN/mc	ps magrone	γr	23,00	kN/mc	ps magrone	γr	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	4,32	m	altezza di spinta	Hs	4,320	m	altezza di spinta	Hs	4,320	m	altezza di spinta
φ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	φ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	φ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γts	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γts	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γts	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	1536,39	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1139,39	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	2290,69	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γGw	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γGw	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γGw	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	1690,03	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1253,33	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	2290,69	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	928,32	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	928,32	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	928,32	kN/m	peso opera (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	835,48	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	835,48	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	835,48	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	935,48	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	935,48	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	841,94	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	841,94	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	51,70	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	51,70	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	51,70	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	46,53	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	46,53	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	46,53	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	45,66	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	45,66	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	45,66	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	41,09	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,09	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,09	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	89,73	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	89,73	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	89,73	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)	γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)	γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)
tgφ' d	0,348			tgφ' d	0,348			tgφ' d	0,348		
V terr d	31,21	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	31,21	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	31,21	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	1690,03	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1253,33	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	2290,69	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1796,25	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	954,32	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1796,25	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,94	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,31	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,28	no	Vinst, d/Gstb, d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m			Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m			Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m		
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4609,2	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	3418,2	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6872,1	kN		
	γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5070,1	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3760,0	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6872,1	kN		
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5746,5	kN			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	2940,1	kN			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5746,5	kN		
	γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	5171,9	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	2646,0	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	5171,9	kN		
Lunghezza Pali	L	10	m			Lunghezza Pali	L	10	m			Lunghezza Pali	L	10	m		
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	367,49	kN			Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	367,49	kN			Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	367,49	kN		
Numero Pali		12	n*			Numero Pali		12	n*			Numero Pali		12	n*		
Effetto Gruppo		0,7				Effetto Gruppo		0,7				Effetto Gruppo		0,7			
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	-101,8	kN			Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1113,9	kN			Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1700,2	kN		
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3086,916	kN			Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3086,916	kN			Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3086,916	kN		
	FS	-0,03	ok				FS	0,36	ok				FS	0,55	ok		
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno						Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno						Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno					
Hsottospinta		13,87	m			Hsottospinta		12,87	m			Hsottospinta		15,77	m		
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5506,4	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5109,4	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6260,7	kN/m		
	γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6057,0	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5620,3	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6260,7	kN/m		
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9138,4	kN/m			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8202,9	kN/m			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9138,4	kN/m		
	γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8224,5	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7382,6	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8224,5	kN/m		
	FS	0,74	ok				FS	0,76	ok				FS	0,76	ok		

Sezione K18

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K18 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K18 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K18 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	4,80	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	3,80	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	6,70	m	altezza di spinta dell'acqua
γw	10,00	kN/mc	ps acqua	γw	10,00	kN/mc	ps acqua	γw	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	5,65	m	altezza netta pareti	H par	5,65	m	altezza netta pareti	H par	5,65	m	altezza netta pareti
s par	0,583	m	spessore medio pareti	s par	0,58	m	spessore medio pareti	s par	0,58	m	spessore medio pareti
L ciab tot	40,23	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,23	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,23	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta	s ciab	1,00	m	spess ciabatta	s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γca	25,00	kN/mc	ps ca	γca	25,00	kN/mc	ps ca	γca	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	36,83	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	36,83	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	36,83	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,92	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,92	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,92	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr	γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr	γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	4,25	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	4,25	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	4,25	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,67	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,67	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,67	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γt	18,00	kN/mc	ps terr	γt	18,00	kN/mc	ps terr	γt	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	40,23	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,23	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,23	m	largh complessiva magrone sottofondo
γr	23,00	kN/mc	ps magrone	γr	23,00	kN/mc	ps magrone	γr	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	5,25	m	altezza di spinta	Hs	5,250	m	altezza di spinta	Hs	5,250	m	altezza di spinta
φ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	φ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	φ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γts	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γts	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γts	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	1931,04	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1528,74	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	2695,41	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γGw	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γGw	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γGw	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	2124,14	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1681,61	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	2695,41	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1170,31	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1170,31	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1170,31	kN/m	peso opera (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	1053,28	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1053,28	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1053,28	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	933,42	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	933,42	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	840,08	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	840,08	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	127,76	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	127,76	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	127,76	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	114,98	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	114,98	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	114,98	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	46,26	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,26	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,26	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	41,64	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,64	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,64	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	132,52	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	132,52	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	132,52	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)	γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)	γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)
tgφ' d	0,348			tgφ' d	0,348			tgφ' d	0,348		
V terr d	46,10	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	46,10	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	46,10	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	2124,14	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1681,61	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	2695,41	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	2096,07	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1255,99	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	2096,07	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	1,01	no	Vinst,d/Gstb,d	FS	1,34	no	Vinst,d/Gstb,d	FS	1,29	no	Vinst,d/Gstb,d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5793,1	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6372,4	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	6694,4	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6025,0	kN
Lunghezza Pali	L	8	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	403,46	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	347,4	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3389,064	kN
	FS	0,10	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		12,80	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5149,4	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5664,4	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8117,0	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7305,3	kN/m
	FS	0,78	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4586,2	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5044,8	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	3894,2	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	3504,8	kN
Lunghezza Pali	L	8	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	403,46	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1540,1	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3389,064	kN
	FS	0,45	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		11,80	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4747,1	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5221,9	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7183,5	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6465,2	kN/m
	FS	0,81	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	8086,2	kN
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	8086,2	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	6694,4	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6025,0	kN
Lunghezza Pali	L	8	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	403,46	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2061,2	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3389,064	kN
	FS	0,61	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		14,70	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5913,8	kN/m
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5913,8	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8117,0	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7305,3	kN/m
	FS	0,81	ok

Sezione K25

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K25 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K25 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K25 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	6,03	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	5,03	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	7,93	m	altezza di spinta dell'acqua
γw	10,00	kN/mc	ps acqua	γw	10,00	kN/mc	ps acqua	γw	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	6,68	m	altezza netta pareti	H par	6,68	m	altezza netta pareti	H par	6,68	m	altezza netta pareti
s par	0,634	m	spessore medio pareti	s par	0,63	m	spessore medio pareti	s par	0,63	m	spessore medio pareti
L ciab tot	40,45	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,45	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,45	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,20	m	spess ciabatta	s ciab	1,20	m	spess ciabatta	s ciab	1,20	m	spess ciabatta
γca	25,00	kN/mc	ps ca	γca	25,00	kN/mc	ps ca	γca	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,85	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,85	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,85	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,74	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,74	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,74	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr	γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr	γsp	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,28	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	5,28	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	5,28	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	2,66	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	2,66	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	2,66	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γt	18,00	kN/mc	ps terr	γt	18,00	kN/mc	ps terr	γt	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	40,45	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,45	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,45	m	largh complessiva magrone sottofondo
γr	23,00	kN/mc	ps magrone	γr	23,00	kN/mc	ps magrone	γr	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,48	m	altezza di spinta	Hs	6,480	m	altezza di spinta	Hs	6,480	m	altezza di spinta
φ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	φ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	φ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γts	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γts	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γts	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	2439,14	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	2034,64	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	3207,69	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γGw	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γGw	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γGw	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	2683,05	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	2238,10	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	3207,69	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1425,26	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1425,26	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1425,26	kN/m	peso opera (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	1282,73	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1282,73	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1282,73	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	823,40	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	823,40	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	741,06	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	741,06	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	253,19	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	253,19	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	253,19	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	227,87	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	227,87	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	227,87	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	46,52	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,52	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,52	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γGop	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	41,87	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,87	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,87	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	201,89	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	201,89	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	201,89	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)	γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)	γφ'	1,25		coeff. parziale per tgφ' (M2)
tgφ' d	0,348			tgφ' d	0,348			tgφ' d	0,348		
V terr d	70,23	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	70,23	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)	V terr d	70,23	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	2683,05	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	2238,10	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	3207,69	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	2363,75	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1623,69	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	2363,75	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	1,14	no	Vinst,d/Gstb,d	FS	1,38	no	Vinst,d/Gstb,d	FS	1,36	no	Vinst,d/Gstb,d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	7317,4	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	8049,1	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7505,5	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6755,0	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	498,79	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1294,2	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	4189,836	kN
	FS	0,31	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		16,03	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6484,1	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	7132,5	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9899,6	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8909,6	kN/m
	FS	0,80	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6103,9	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6714,3	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5035,3	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4531,8	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	498,79	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2182,5	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	4189,836	kN
	FS	0,52	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		15,03	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6079,6	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6687,6	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9076,2	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8168,6	kN/m
	FS	0,82	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	9623,1	kN
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	9623,1	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7505,5	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6755,0	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	498,79	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2868,1	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	4189,836	kN
	FS	0,68	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		17,93	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	7252,7	kN/m
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	7252,7	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9899,6	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8909,6	kN/m
	FS	0,81	ok

Sezione K28

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K28 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K28 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K28 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	6,12	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	5,12	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	8,02	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	6,77	m	altezza netta pareti	H par	6,77	m	altezza netta pareti	H par	6,77	m	altezza netta pareti
s par	0,639	m	spessore medio pareti	s par	0,64	m	spessore medio pareti	s par	0,64	m	spessore medio pareti
L ciab tot	40,03	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,03	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,03	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,20	m	spess ciabatta	s ciab	1,20	m	spess ciabatta	s ciab	1,20	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,43	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,43	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,43	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,70	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,70	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,70	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,37	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	5,37	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	5,37	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	2,65	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	2,65	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	2,65	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	40,03	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,03	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,03	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,57	m	altezza di spinta	Hs	6,570	m	altezza di spinta	Hs	6,570	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	2449,84	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	2049,54	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	3210,41	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	2694,82	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	2254,49	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	3210,41	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1417,03	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1417,03	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1417,03	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	1275,33	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1275,33	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1275,33	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	795,05	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	795,05	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	715,54	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	715,54	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	255,76	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	255,76	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	255,76	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	230,19	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	230,19	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	230,19	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	46,03	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,03	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,03	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	41,43	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,43	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,43	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	207,54	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	207,54	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	207,54	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348		
V terr d	72,19	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	72,19	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	72,19	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst, d	2694,82	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	2254,49	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	3210,41	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	2334,68	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1619,14	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	2334,68	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	1,15	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,39	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,38	no	Vinst, d/Gstb, d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	7349,5	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	8084,5	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7403,5	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6663,2	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	498,79	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1421,3	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	4189,836	kN
	FS	0,34	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		16,12	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6452,8	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	7098,1	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9791,5	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8812,3	kN/m
	FS	0,81	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6148,6	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6763,5	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5018,4	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4516,5	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	498,79	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2246,9	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	4189,836	kN
	FS	0,54	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		15,12	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6052,5	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6657,8	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8996,4	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8096,8	kN/m
	FS	0,82	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	9631,2	kN
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	9631,2	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7403,5	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6663,2	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	498,79	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2968,0	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	4189,836	kN
	FS	0,71	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		18,02	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	7213,4	kN/m
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	7213,4	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9791,5	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8812,3	kN/m
	FS	0,82	ok

Sezione K35

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K35 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K35 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K35 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	4,86	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	3,86	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	6,76	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	5,71	m	altezza netta pareti	H par	5,71	m	altezza netta pareti	H par	5,71	m	altezza netta pareti
s par	0,586	m	spessore medio pareti	s par	0,59	m	spessore medio pareti	s par	0,59	m	spessore medio pareti
L ciab tot	38,51	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	38,51	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	38,51	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta	s ciab	1,00	m	spess ciabatta	s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,11	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,11	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,11	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,19	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,19	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,19	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	4,31	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	4,31	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	4,31	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,66	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,66	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,66	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	38,51	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	38,51	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	38,51	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	5,31	m	altezza di spinta	Hs	5,310	m	altezza di spinta	Hs	5,310	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	1871,59	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1486,49	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	2603,28	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	2058,74	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1635,13	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	2603,28	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1129,91	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1129,91	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	1129,91	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	1016,92	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1016,92	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	1016,92	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	551,51	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	551,51	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	496,36	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	496,36	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	128,63	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	128,63	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	128,63	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	115,76	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	115,76	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	115,76	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	44,29	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	44,29	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	44,29	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	39,86	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	39,86	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	39,86	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	135,57	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	135,57	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	135,57	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$	0,348			$\gamma_{\phi'}$	0,348			$\gamma_{\phi'}$	0,348		
V terr d	47,16	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	47,16	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	47,16	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst, d	2058,74	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1635,13	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	2603,28	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1716,06	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1219,70	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1716,06	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	1,20	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,34	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,52	no	Vinst, d/Gstb, d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5614,8	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6176,2	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5430,1	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4887,1	kN
Lunghezza Pali	L	9	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	403,46	kN
Numero Pali		12	n*
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1289,1	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3389,064	kN
	FS	0,38	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		13,86	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5337,5	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5871,2	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8140,1	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7326,1	kN/m
	FS	0,80	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4459,5	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	4905,4	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	3775,6	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	3398,1	kN
Lunghezza Pali	L	9	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	403,46	kN
Numero Pali		12	n*
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1507,4	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3389,064	kN
	FS	0,44	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		12,86	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4952,4	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5447,6	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7588,6	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6829,7	kN/m
	FS	0,80	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	7809,8	kN
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	7809,8	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5430,1	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4887,1	kN
Lunghezza Pali	L	9	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	403,46	kN
Numero Pali		12	n*
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2922,7	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3389,064	kN
	FS	0,86	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		15,76	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6069,2	kN/m
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6069,2	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8140,1	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7326,1	kN/m
	FS	0,83	ok

Sezione K39

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K39 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K39 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K39 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	3,66	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	2,66	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	5,56	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,71	m	altezza netta pareti	H par	4,71	m	altezza netta pareti	H par	4,71	m	altezza netta pareti
s par	0,536	m	spessore medio pareti	s par	0,54	m	spessore medio pareti	s par	0,54	m	spessore medio pareti
L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,04	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,04	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	1,04	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	3,31	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	3,31	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	3,31	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	0,86	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	0,86	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	0,86	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	4,11	m	altezza di spinta	Hs	4,110	m	altezza di spinta	Hs	4,110	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	1372,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	997,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	2085,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	1509,75	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1097,25	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	2085,00	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	876,11	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	876,11	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	876,11	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	788,50	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	788,50	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	788,50	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	481,85	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	481,85	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	433,67	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	433,67	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	51,12	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	51,12	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	51,12	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	46,01	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	46,01	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	46,01	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	81,22	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	81,22	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	81,22	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348		
V terr d	28,25	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt.)	V terr d	28,25	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt.)	V terr d	28,25	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt.)
Vinst, d	1509,75	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1097,25	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	2085,00	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1335,24	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	901,57	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1335,24	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	1,13	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,22	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,56	no	Vinst, d/Gstb, d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4117,5	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	4529,3	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	4227,2	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	3804,5	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	367,49	kN
Numero Pali		12	n*
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	724,7	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3086,916	kN
	FS	0,23	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		13,66	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5122,5	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5634,8	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8230,5	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7407,4	kN/m
	FS	0,76	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	2992,5	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3291,8	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	2781,7	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	2503,5	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	367,49	kN
Numero Pali		12	n*
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	788,2	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3086,916	kN
	FS	0,26	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		12,66	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4747,5	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5222,3	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	7748,6	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	6973,7	kN/m
	FS	0,75	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	6255,0	kN
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	6255,0	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	4227,2	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	3804,5	kN
Lunghezza Pali	L	10	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	367,49	kN
Numero Pali		12	n*
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	2450,5	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	3086,916	kN
	FS	0,79	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		15,56	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	5835,0	kN/m
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	5835,0	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	8230,5	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	7407,4	kN/m
	FS	0,79	ok

Sezione K44

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K44 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K44 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K44 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	2,35	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	1,35	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	4,25	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,40	m	altezza netta pareti	H par	3,40	m	altezza netta pareti	H par	3,40	m	altezza netta pareti
s par	0,470	m	spessore medio pareti	s par	0,47	m	spessore medio pareti	s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,96	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	0,96	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	0,96	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,00	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	2,00	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	2,00	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,12	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,12	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,12	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,80	m	altezza di spinta	Hs	2,800	m	altezza di spinta	Hs	2,800	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	881,25	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	506,25	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1593,75	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	969,38	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	556,88	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1593,75	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	829,90	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	829,90	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	829,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	746,91	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	746,91	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	746,91	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	444,79	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	444,79	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	400,31	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	400,31	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	40,32	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	40,32	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	40,32	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	36,29	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	36,29	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	36,29	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	37,69	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	37,69	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	37,69	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348		
V terr d	13,11	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	13,11	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	13,11	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst, d	969,38	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	556,88	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1593,75	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1235,43	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	835,12	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1235,43	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,78	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	0,67	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,29	no	Vinst, d/Gstb, d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m			Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m			Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m		
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	2643,8	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	1518,8	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	4781,3	kN		
	γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	2908,1	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	1670,6	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	4781,3	kN		
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	3945,0	kN			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	2610,7	kN			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	3945,0	kN		
	γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	3550,5	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	2349,6	kN			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	3550,5	kN		
Lunghezza Pali	L	6	m			Lunghezza Pali	L	6	m			Lunghezza Pali	L	6	m		
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	213,17	kN			Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	213,17	kN			Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	213,17	kN		
Numero Pali		12	n°			Numero Pali		12	n°			Numero Pali		12	n°		
Effetto Gruppo		0,7				Effetto Gruppo		0,7				Effetto Gruppo		0,7			
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	-642,4	kN			Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	-679,0	kN			Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	1230,7	kN		
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	1790,628	kN			Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	1790,628	kN			Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	1790,628	kN		
	FS	-0,36	ok				FS	-0,38	ok				FS	0,69	ok		
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno						Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno						Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno					
Hsottospinta		8,35	m			Hsottospinta		7,35	m			Hsottospinta		10,25	m		
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	3131,3	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	2756,3	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	3843,8	kN/m		
	γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1,1					γ_{Gw}	1			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3444,4	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3031,9	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	3843,8	kN/m		
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5421,2	kN/m			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	4976,5	kN/m			Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	5421,2	kN/m		
	γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9					γ_{Gop}	0,9			
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4879,1	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4478,8	kN/m			Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	4879,1	kN/m		
	FS	0,71	ok				FS	0,68	ok				FS	0,79	ok		

Sezione K49

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K49 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K49 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K49 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	1,12	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	0,12	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	3,02	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,17	m	altezza netta pareti	H par	2,17	m	altezza netta pareti	H par	2,17	m	altezza netta pareti
s par	0,409	m	spessore medio pareti	s par	0,41	m	spessore medio pareti	s par	0,41	m	spessore medio pareti
L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,89	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	0,89	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	0,89	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	0,77	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	0,77	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	0,77	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,37	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,37	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,37	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	1,57	m	altezza di spinta	Hs	1,570	m	altezza di spinta	Hs	1,570	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	420,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	45,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1132,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	462,00	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	49,50	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1132,50	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	794,32	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	794,32	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	794,32	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	714,89	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	714,89	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	714,89	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	412,35	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	412,35	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	371,12	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	371,12	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	18,93	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	18,93	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	18,93	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	17,04	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	17,04	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	17,04	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	11,85	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	11,85	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	11,85	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$	0,348			$\gamma_{\phi'}$	0,348			$\gamma_{\phi'}$	0,348		
V terr d	4,12	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	4,12	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	4,12	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst, d	462,00	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	49,50	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1132,50	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1145,98	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	774,86	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1145,98	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,40	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	0,06	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	0,99	ok	Vinst, d/Gstb, d

Sezione K50

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K50 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K50 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K50 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	0,92	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	0,00	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	2,82	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	1,97	m	altezza netta pareti	H par	1,97	m	altezza netta pareti	H par	1,97	m	altezza netta pareti
s par	0,399	m	spessore medio pareti	s par	0,40	m	spessore medio pareti	s par	0,40	m	spessore medio pareti
L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	37,50	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta	s ciab	0,80	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,10	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,89	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	0,89	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	0,89	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	0,57	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	0,57	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	0,57	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,41	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,41	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	1,41	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	37,50	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	1,37	m	altezza di spinta	Hs	1,370	m	altezza di spinta	Hs	1,370	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	345,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	0,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	1057,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	379,50	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	0,00	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	1057,50	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	789,25	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	789,25	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	789,25	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	710,33	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	710,33	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	710,33	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	412,35	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	412,35	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	371,12	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	371,12	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	14,43	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	14,43	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	14,43	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	12,98	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	12,98	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	12,98	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	43,13	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	38,81	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	9,02	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	9,02	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	9,02	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$	0,348			$\gamma_{\phi'}$	0,348			$\gamma_{\phi'}$	0,348		
V terr d	3,14	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	3,14	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	3,14	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst, d	379,50	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	0,00	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	1057,50	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1136,38	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	765,26	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	1136,38	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,33	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	0,00	ok	Vinst, d/Gstb, d	FS	0,93	ok	Vinst, d/Gstb, d

Conci J23 (VASCA)

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K26 - FASE ESERCIZIO				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K26 - FASE CANTIERE				Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez K26 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	11,24	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	10,24	m	altezza di spinta dell'acqua	H acqua	13,14	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	12,59	m	altezza netta pareti	H par	12,59	m	altezza netta pareti	H par	12,59	m	altezza netta pareti
s par	0,66	m	spessore medio pareti	s par	0,66	m	spessore medio pareti	s par	0,66	m	spessore medio pareti
L ciab tot	40,34	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,34	m	largh complessiva ciabatta fond	L ciab tot	40,34	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	2,40	m	spess ciabatta	s ciab	2,40	m	spess ciabatta	s ciab	2,40	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca	γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	35,74	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,74	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	L ciab sp	35,74	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	2,19	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	2,19	m	spessore medio del ricoprimento	s sp	2,19	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo	% psp	60,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	9,99	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	9,99	m	altezza terr imbarcato lateralmente	H ter lat	9,99	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	2,56	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	2,56	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	L ter lat	2,56	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr	γ_t	18,00	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	40,34	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,34	m	largh complessiva magrone sottofondo	L magr	40,34	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale	k	0,601		coeff. spinta terreno laterale
Hs	9,99	m	altezza di spinta	Hs	9,990	m	altezza di spinta	Hs	9,990	m	altezza di spinta
ϕ'	23,5	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno	ϕ'	23,500	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,00	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	γ_{ts}	8,000	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	4534,22	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	4130,82	kN/m	spinta acqua (caratt.)	Pwk	5300,68	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	4987,64	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	4543,90	kN/m	spinta acqua (progetto)	Pwd	5300,68	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	2832,72	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	2832,72	kN/m	peso opera (caratt.)	Popk	2832,72	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	2549,45	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	2549,45	kN/m	peso opera (progetto)	Popd	2549,45	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	1033,17	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	Psp	1033,17	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	929,85	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	Pterd	929,85	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	460,34	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	460,34	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	Pterk	460,34	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	414,31	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	414,31	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	Pterd	414,31	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P magr k	46,39	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,39	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	P magr k	46,39	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	41,75	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,75	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	Pterd	41,75	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	479,84	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	479,84	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	Rh terr k	479,84	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)	$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\gamma_{\phi'}$ (M2)
$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348			$\gamma_{\phi'}$ d	0,348		
V terr d	166,91	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	166,91	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)	V terr d	166,91	kN/m	forza stabilizzante per etritto terreno (caratt.)
Vinst, d	4987,64	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	4543,90	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	Vinst, d	5300,68	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	4102,27	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	3172,42	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	G stb, d	4102,27	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	1,22	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,48	no	Vinst, d/Gstb, d	FS	1,29	no	Vinst, d/Gstb, d

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	13602,6	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	14962,9	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	12978,7	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	11680,8	kN
Lunghezza Pali	L	12	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	701,39	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	3282,1	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	5891,676	kN
	FS	0,56	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		23,24	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	9375,0	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	10312,5	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	13253,0	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	11927,7	kN/m
	FS	0,86	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	12392,4	kN
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	13631,7	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	9879,2	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	8891,3	kN
Lunghezza Pali	L	12	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	701,39	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	4740,4	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	5891,676	kN
	FS	0,80	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		22,24	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	8971,6	kN/m
	γ_{Gw}	1,1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	9868,8	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	12219,8	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	10997,8	kN/m
	FS	0,90	ok

Interasse Longitudinale dei Pali		3,0	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	15902,0	kN
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	15902,0	kN
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	12978,7	kN
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	11680,8	kN
Lunghezza Pali	L	12	m
Capacità Portante del Singolo Palo a Trazione	Rtd	701,39	kN
Numero Pali		12	n°
Effetto Gruppo		0,7	
Forza Complessiva da Equilibrare	Rd-Pd	4221,2	kN
Reazione Totale della Palificata	Rtd_Tot	5891,676	kN
	FS	0,72	ok
Verifica di Rottura Globale Pali/Terreno			
Hsottospinta		25,14	m
Risultante della Sottospinta idrostatica (k)	Rk	10141,5	kN/m
	γ_{Gw}	1	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Rd	10141,5	kN/m
Risultante dei Pesì Stabilizzanti (k)	Pk	13253,0	kN/m
	γ_{Gop}	0,9	
Risultante della Sottospinta idrostatica (d)	Pd	11927,7	kN/m
	FS	0,85	ok