



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

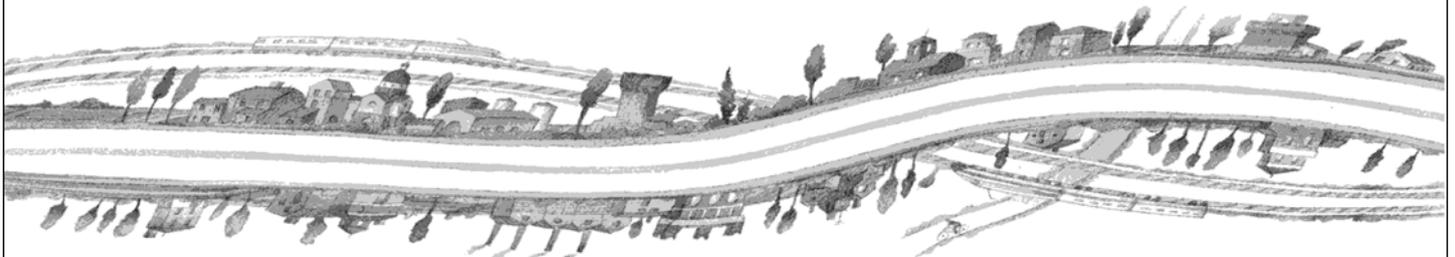
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE ARTIFICIALI E MANUFATTI

TRINCEE CONFINATE SP N. 43 MAESTRA GRANDE - MURI AD U

RELAZIONE DI CALCOLO



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
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Fagnocchi	G. Guadagnini	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -
2722	PD	0	V48	VMU01	0	OM	RC	01	A	

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.....	14
5.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche	14
5.1.4. Sovraspinte 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.....	20
5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU.....	20
5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE	22
5.4.3. Combinazioni per la condizione sismica.....	22
6. PARAMETRI GEOTECNICI	24
7. MURI AD "U"	25
7.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	25
7.2. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	27
7.3. MODELLAZIONE STRUTTURALE	27
7.4. ANALISI DEI CARICHI	29
7.4.1. Peso proprio e carichi permanenti portati	30
7.4.2. Variazioni termiche e ritiro	30
7.4.3. Spinta delle terre	31
7.4.4. Spinta idrostatica.....	31
7.4.5. Sovraccarico variabile a tergo dei muri e corrispondente spinta sui ritti	33
7.4.6. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione	34

7.4.7.	Azioni sismiche.....	35
7.4.8.	Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura	39
7.5.	ILLUSTRAZIONE DEI CARICHI APPLICATI AL MODELLO	40
7.6.	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	44
7.6.1.	Combinazioni per gli SLU	44
7.6.2.	Combinazioni per gli SLV	44
7.6.3.	Combinazioni per gli SLE – RARA / FR / QP	45
7.6.4.	Combinazioni di inviluppo.....	45
7.7.	VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	46
7.7.1.	Sezioni di Verifica	47
7.7.2.	Sezione di Calcolo 1 (Valida per i Conci da C4 a C10)	49
7.7.2.1	Sezione di Verifica I	49
7.7.2.2	Sezione di Verifica II e III	52
7.7.2.3	Armatura di Ripartizione.....	58
7.7.3.	Sezione di Calcolo 2 (Valida per i Conci da C1 a C3 e da C11 a C13)	59
7.7.3.1	Sezione di Verifica I	59
7.7.3.2	Sezione di Verifica II e III	63
7.7.3.3	Armatura di Ripartizione.....	68
7.8.	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	69
8.	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE, DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO E DEL DISOLEATORE	93
8.1.	INDIVIDUAZIONE DEI RICETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA	94
8.2.	PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO	95
8.3.	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO DI ORIGINE METEORICA	96
8.4.	GESTIONE DELLE ACQUE DELLA PIATTAFORMA STRADALE	98
8.4.1.	Verifica idraulica delle caditoie stradali.....	99
8.5.	DIMENSIONAMENTO DEI MANUFATTI IDRAULICI	102
8.5.1.	Dimensionamento e verifica dei collettori	102
8.5.2.	Dimensionamento del sistema di sollevamento delle acque e di laminazione.....	102
8.6.	DIMENSIONAMENTO DEL DISOLEATORE	106

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione è relativa al calcolo dei muri ad "U" dell'opera denominata "Trincea SP n°43 Maestra Grande" prevista nell'ambito dei lavori inerenti la realizzazione dell'Autostrada Cispadana, ubicata alla progressiva prog. Km 39+586.70.

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

- Muro a U con larghezza 13.20 m e altezza piedritto pari a 3.40m (Sez. Conci 5-6-8-9);
- Muro a U con larghezza 13.20 m e altezza piedritto pari a 2.60m (Sez. Concio 11).

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.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali e la verifica idraulica dell'impianto di sollevamento; per quanto riguarda le opere provvisorie (palanco lati) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

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

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

PD_0_000_00000_0_GT_RC_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIE 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.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc			Incidenza kg/mq
			Fondazione	Elevazione	Soletta	Copertura metallica
	Trincea confinata S.P. n. 43 Maestra Grande					
VMU-01	Trincea Confinata S.P. 43 Maestra Grande	MURI AD U CONCI 4-5-6-8-9-10	70	115		
VMU-01	Trincea Confinata S.P. 43 Maestra Grande	MURI AD U CONCI 1-2-3-11-12-13	85	125		
VMU-01	Trincea Confinata S.P. 43 Maestra Grande	STAZ. DI SOLLEVAMENTO	85	130		
VMU-01	Trincea Confinata S.P. 43 Maestra Grande	VASCA	85	130		

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

Orizzontale = $k_h \cdot g$; 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:

(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:

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$, 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:

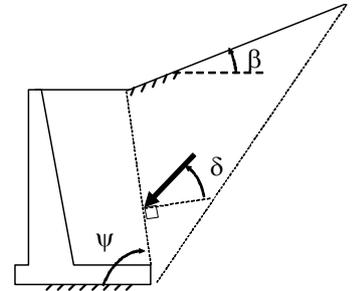
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5-2)$$

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

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



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:

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

Con $\text{OCR} = \text{GSC} =$ 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

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

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

(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

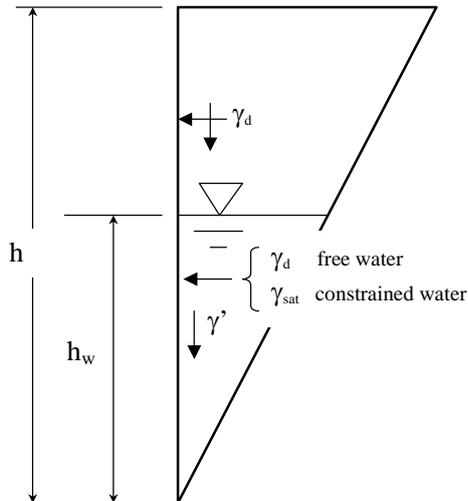


FIGURA 5-1: TERRAPIENO PARZIALMENTE IMMERSO.

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

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

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

Definendo

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

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:

- a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$);
- b) 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.

- c) 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:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico.
3. **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.

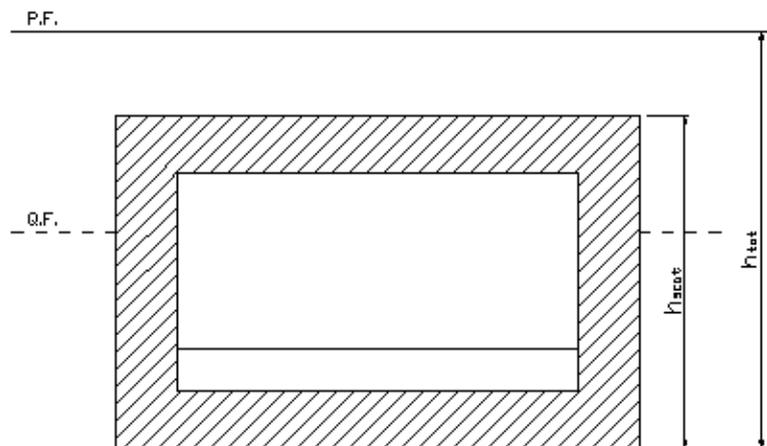


FIGURA 5-2 - ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

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 rigidità 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:

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

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

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_v r)}$$

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: $VR = VN \cdot Cu = 50 \text{ anni} \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$;

dove:

$VN =$ Vita nominale dell'opera = 50 anni;

$Cu =$ Coefficiente d'uso dell'opera = 1.5.

Coordinate geografiche di riferimento del sito:

Longitudine: 11.30356

Latitudine: 44.80179

Accelerazione al suolo su sito di riferimento rigido: $a_g = 0.181 \text{ g}$

Categoria topografica: T1

Categoria del suolo di fondazione: D

Coefficiente di suolo/topografia: $S = 1.705$

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

$$a_{\max} = 0.309 \text{ g}$$

In sintesi:

Periodo di ritorno SLV [anni]	ag/g	F0	Tc* (s)	Categoria sottosuolo	Ss	amax/g
712	0.181	2.560	0.274	D	1.705	0.309

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 interrate 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 interrate, 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	$\gamma_{c'}$	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 di cui al rif. [1]:

- angolo di attrito interno del terreno $\varphi' = 23.0^\circ$ [1].
- coesione drenata $c' = 0$ kPa.
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.609$ (stato limite STR).
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.438$ (stato limite STR).
- coefficiente di spinta a riposo, combinazione M2 $k_{0,M2} = 0.678$ (stato limite GEO).
- coefficiente di spinta attiva, combinazione M2 $k_{a,M2} = 0.514$ (stato limite GEO).
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{\text{sat}} = 18.50$ [kN/m³].
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [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 condizioni eccezionale: Sommità Muri (+0.30 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.

¹ Il range di variazione di φ' è 21–23° con coesione variabile da 2 a 5 kPa; ai fini del calcolo delle spinte si assume coesione nulla e angolo di resistenza pari al valore massimo dell'intervallo.

7. MURI AD "U"

7.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria della struttura è riportata nella figura seguente:

SEZIONE TRASVERSALE CONCIO 5-6-8-9

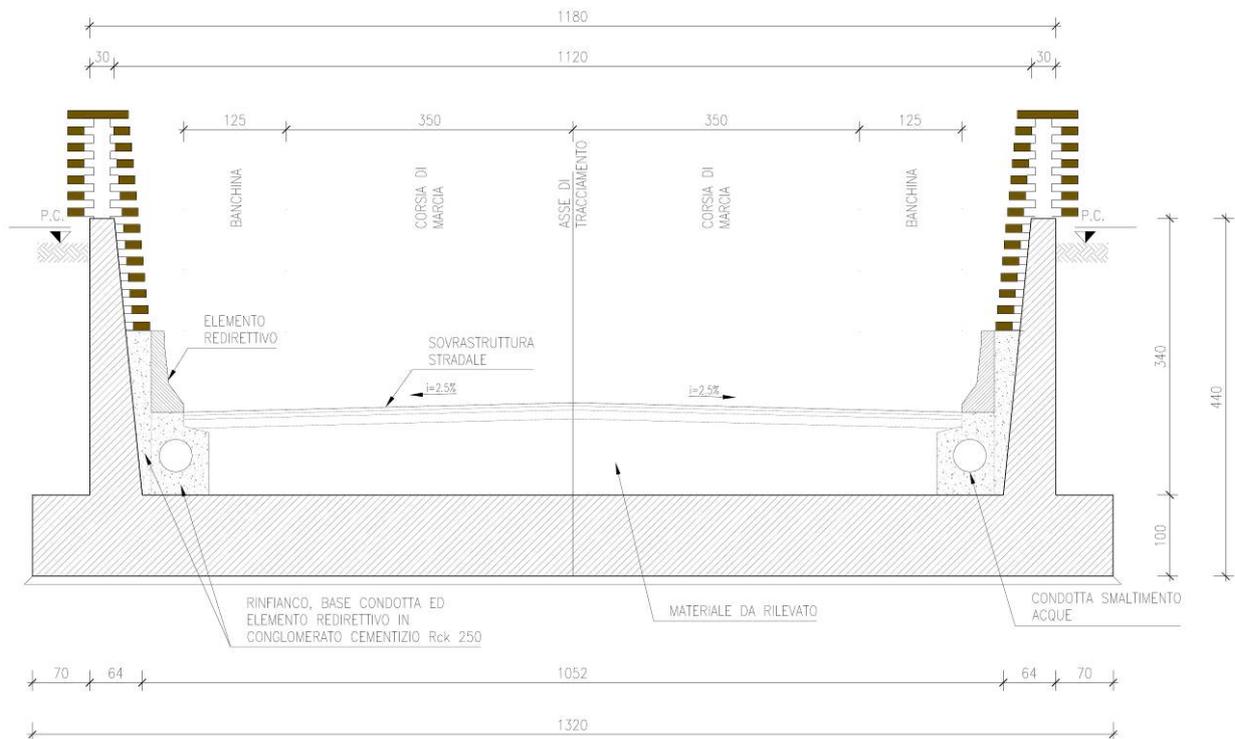


FIGURA 7-1 - SEZIONE TRASVERSALE DI CALCOLO 1.

SEZIONE TRASVERSALE CONCIO 11

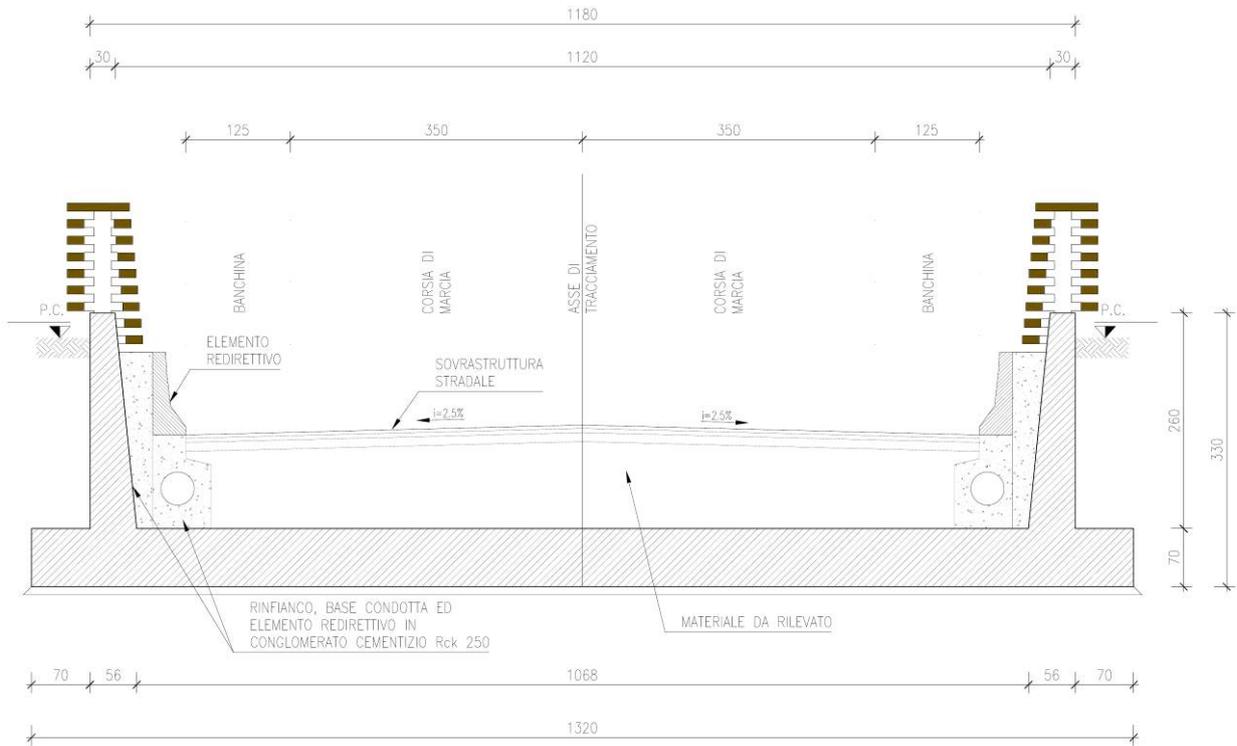


FIGURA 7-2 - SEZIONE TRASVERSALE DI CALCOLO 2.

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 un modello analitico piano agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio aperto che 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: $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$.

Affinché la modellazione della platea dia risultati soddisfacenti il passo massimo della meshatura è stato fissato in 0.25 m.

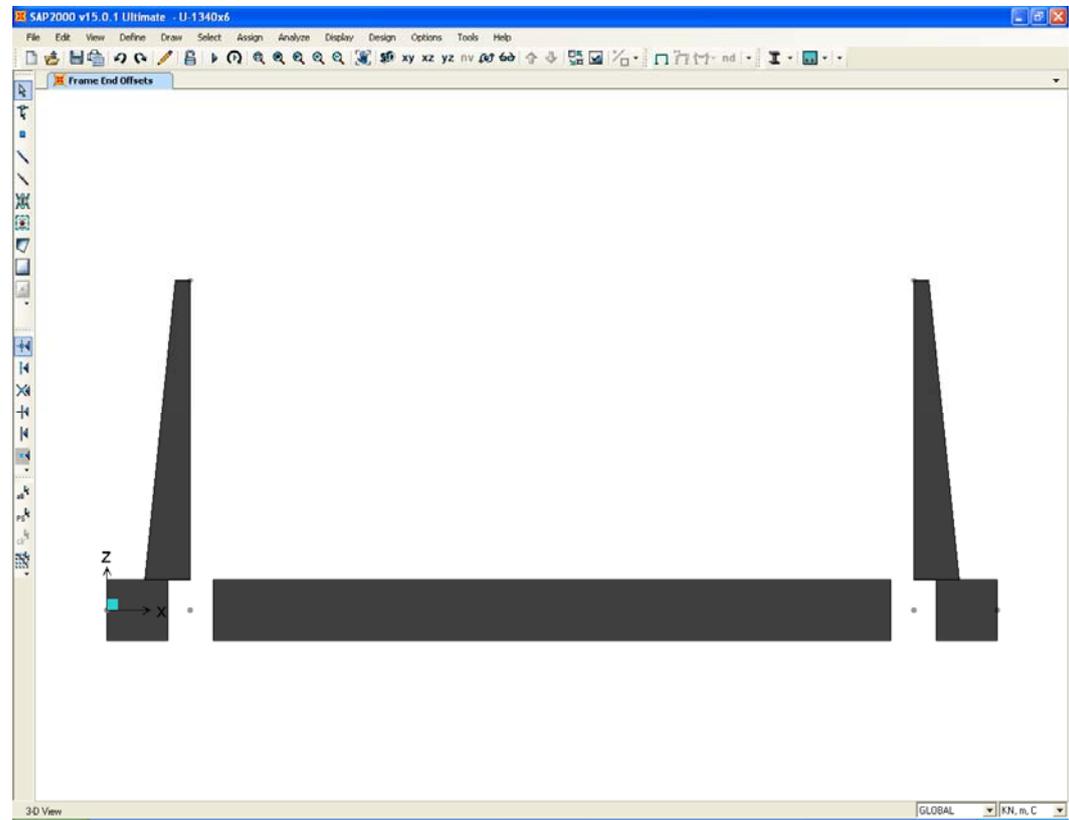
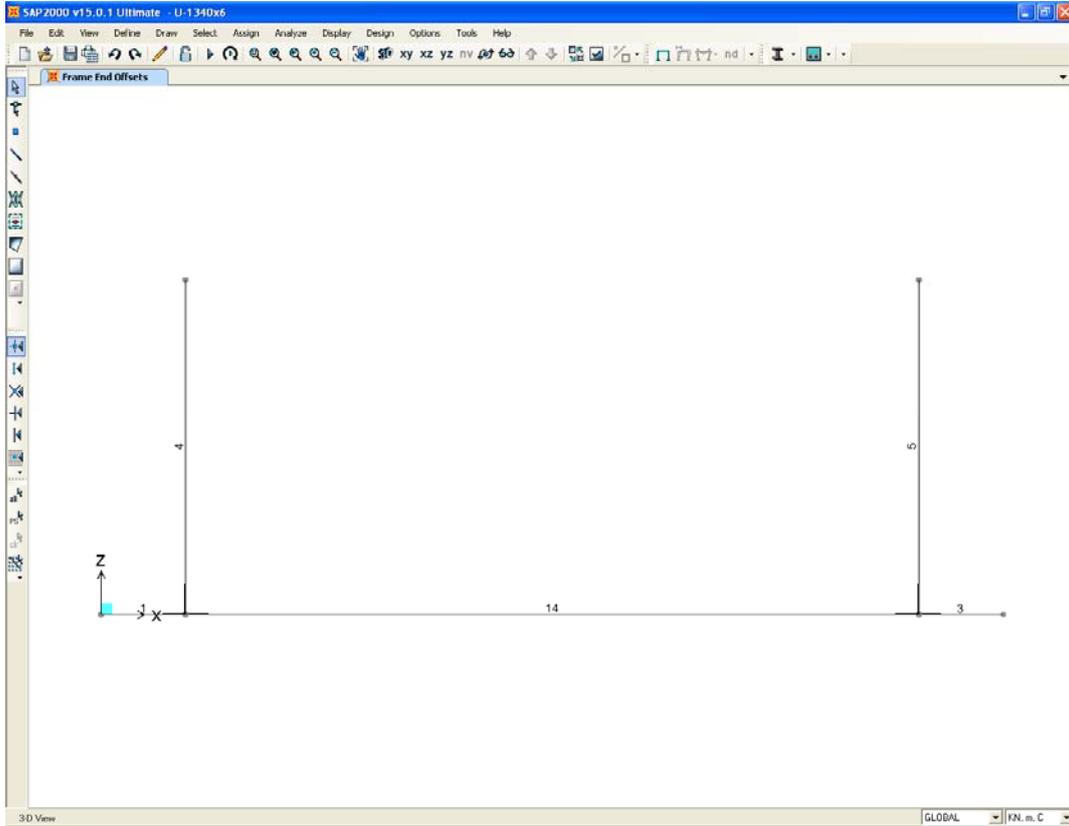
I ritti sono stati schematizzati con elementi beam non prismatici, caratterizzati da una sezione di spessore variabile linearmente lungo l'altezza dell'elemento finito.

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

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 100 \text{ cm}$ per la platea di fondazione della Sezione di Calcolo 1 e una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 70 \text{ cm}$ per la platea di fondazione della Sezione di Calcolo 2;
- una sezione rettangolare variabile $b \times h = 100 \times (64 \div 30) \text{ cm}$ per i ritti della Sezione di Calcolo 1 e una sezione rettangolare variabile $b \times h = 100 \times (56 \div 30) \text{ cm}$ per i ritti della Sezione di Calcolo 2.

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.

La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.



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:	18.5 kN/m ³ .
- Riempimenti e pavimentazione (spessore medio 1.10m):	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 1.10 m ed un peso specifico medio del riempimento stesso pari a 22 kN/m³. Si ottiene:

$$p_v = 24.20 \text{ kN/mq.}$$

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:

- $p_v = \gamma \cdot h = 3.10 \cdot 18.5 = 57.35 \text{ kN/m/m}$ per la Sezione di Calcolo 1;
- $p_v = \gamma \cdot h = 2.30 \cdot 18.5 = 42.55 \text{ kN/m/m}$ per la Sezione di Calcolo 2.

(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. Si assume un'altezza di spinta pari all'altezza del ritto a meno di un franco sommitale assunto pari a 0.30 m. Per tale calcolo si considera, per semplicità e senza apprezzabile errore, il peso del terreno pari al peso del terreno immerso essendo la quota di falda in condizioni di progetto, ai fini delle verifiche strutturali, assunta a a -0.50m da p.c..

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui ritto 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 1

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

$p_{h_0.5m\ da\ p.c.}$ = Pressione a -0.5m da p.c. = $0.5 \cdot 18.5 \cdot 0.609 = 5.63$ kN/m/m;

$p_{h_3.1m\ da\ p.c.}$ = Pressione a -3.1m da p.c. = $5.63 + 2.6 \cdot 8.5 \cdot 0.609 = 19.09$ kN/m/m.

Sezione di Calcolo 2

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

$p_{h_0.5m\ da\ p.c.}$ = Pressione a -0.5m da p.c. = $0.5 \cdot 18.5 \cdot 0.609 = 5.63$ kN/m/m;

$p_{h_2.3m\ da\ p.c.}$ = Pressione a -2.3m da p.c. = $5.63 + 1.8 \cdot 8.5 \cdot 0.609 = 14.95$ 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..
- Condizione Eccezionale: 0.30m da p.c..

La quota della falda in fase di cantiere ed in condizioni eccezionali 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 1

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

$$p_{h_{-3.1m \text{ da p.c.}}} = \text{Pressione a } -3.1m \text{ da p.c.} = 2.6 \cdot 10.0 \cdot 1.0 = 26.0 \text{ kN/m/m}.$$

Sezione di Calcolo 2

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

$$p_{h_{-2.3m \text{ da p.c.}}} = \text{Pressione a } -2.3m \text{ da p.c.} = 1.8 \cdot 10.0 \cdot 1.0 = 18.0 \text{ kN/m/m}.$$

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 1

$$P_{wm} = 3.65 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/mc} = 36.5 \text{ kN/m/m}.$$

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:

$$P_{wp} = 35.35 \text{ kN/m/m}.$$

Sezione di Calcolo 2

$$P_{wm} = 2.55 \text{ m} * 10 \text{ kN/mc} = 25.5 \text{ kN/m/m}.$$

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:

$$P_{wp} = 24.35 \text{ kN/m/m}.$$

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 ritzi

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

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

$$p_h = k \cdot q_v = 12.18 \text{ kN/m/m}$$

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 (spessore medio 1.10 m), assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta.

Sezione di Calcolo 1

Base collaborante trasversale:	$B_T = 3.00\text{m}$
Ingombro longitudinale:	$L_L = 1.60 + 2 * (1.10 * \tan 30^\circ + 1.00/2) = 3.87\text{m}$
$q'_{acc,1} = 600/3.00/3.87 + 9 = 60.68\text{kN/m}^2$	(carico distribuito equivalente alla prima colonna di carico)
$q'_{acc,2} = 400/3.00/3.87 + 2.5 = 36.95\text{kN/m}^2$	(carico distribuito eq. alla seconda colonna di carico)
$q'_{acc,3} = 200/3.00/3.87 + 2.5 = 19.73\text{kN/m}^2$	(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 2

Base collaborante trasversale:	$B_T = 3.00\text{m}$
Ingombro longitudinale:	$L_L = 1.60 + 2 * (1.10 * \tan 30^\circ + 0.70/2) = 3.57\text{m}$
$q'_{acc,1} = 600/3.00/3.57 + 9 = 65.02\text{kN/m}^2$	(carico distribuito equivalente alla prima colonna di carico)
$q'_{acc,2} = 400/3.00/3.57 + 2.5 = 39.85\text{kN/m}^2$	(carico distribuito eq. alla seconda colonna di carico)
$q'_{acc,3} = 200/3.00/3.57 + 2.5 = 21.17\text{kN/m}^2$	(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:

$$p_h = W * k_h;$$

$$\text{dove: } k_h = \beta_m a_{max}/g = 0.309.$$

W è il "peso sismico" per unità di lunghezza dell'elemento considerato:

Sezione di Calcolo 1

- Ritto di monte:

$$W = W_p + W_t = 11.75 \text{ kN/m} + 12.95 \text{ kN/m} = 24.7 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 7.63 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio } 0.47 \text{ m)} = 0.47 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 11.75 \text{ kN/m}.$$

$$W_t = \text{peso del terreno imbarcato (spessore medio } 0.7 \text{ m)} = 0.7 \text{ m} * 18.5 \text{ kN/mc} = 12.95 \text{ kN/m}.$$

- Ritto di valle:

$$W = W_p = 11.75 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 3.63 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio } 0.47 \text{ m)} = 0.47 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 11.75 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratto centrale):

$$W = W_p + W_{sp} = 25.0 \text{ kN/m} + 24.2 \text{ kN/m} = 49.2 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 15.20 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso della soletta (spessore } 1.00 \text{ m)} = 1.00 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 25 \text{ kN/m}.$$

$$W_{sp} = \text{peso del ricoprimento (spessore medio } 1.10 \text{ m)} = 1.10 \text{ m} * 22 \text{ kN/mc} = 24.2 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratti a sbalzo):

$$W = W_p = 25 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 7.73 \text{ kN/m};$$

$W_p = \text{peso della soletta (spessore 1.00 m)} = 1.00 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 25 \text{ kN/m}.$

Sezione di Calcolo 2

- Ritto di monte:

$$W = W_p + W_t = 10.75 \text{ kN/m} + 12.95 \text{ kN/m} = 23.7 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 7.32 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio 0.43 m)} = 0.43 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 10.75 \text{ kN/m}.$$

$$W_t = \text{peso del terreno imbarcato (spessore medio 0.7 m)} = 0.7 \text{ m} * 18.5 \text{ kN/mc} = 12.95 \text{ kN/m}.$$

- Ritto di valle:

$$W = W_p = 10.75 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 3.32 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso del ritto (spessore medio 0.43 m)} = 0.43 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 10.75 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratto centrale):

$$W = W_p + W_{sp} = 17.5 \text{ kN/m} + 24.2 \text{ kN/m} = 41.7 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 12.89 \text{ kN/m};$$

$$W_p = \text{peso della soletta (spessore 0.70 m)} = 0.70 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 17.5 \text{ kN/m}.$$

$$W_{sp} = \text{peso del ricoprimento (spessore medio 1.10 m)} = 1.10 \text{ m} * 22 \text{ kN/mc} = 24.2 \text{ kN/m}.$$

- Platea (tratti a sbalzo):

$$W = W_p = 17.5 \text{ kN/m};$$

$$p_h = 5.41 \text{ kN/m};$$

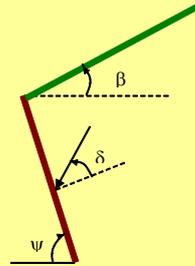
$$W_p = \text{peso della soletta (spessore 0.70 m)} = 0.70 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 17.5 \text{ kN/m}.$$

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

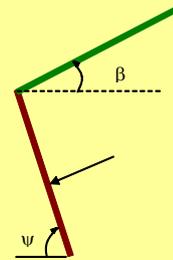
- SPINTA SISMICA (STS)

Il calcolo del coefficiente di spinta di Mononobe Okabe porta al valore: $K_{A,E} = 1.517.$

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	23,0	(<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	18,5	(kN/m ³)
γ_d = dry soil unit weight	18,5	(kN/m ³)
γ_w = water unit weight	10,0	(kN/m ³)
k_h = horizontal seismic coefficient	0,309	(-)
k_v = vertical seismic coefficient	0,155	(-)

OUTPUT

Static conditions

○ Muller-Breslau (plane slip surface)	k_a	0,438
○ suggest for active earth pressure only	k_p	2,28
○ Caquot-Kerisel (curve slip surface)	k_a , see the graphic enclosed	
	k_p , graphic	3,73
	k_p , reduced	2,30

Seismic conditions (Mononobe-Okabe)

k_a	1,517
-------	-------

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

$$k_h = 0.309$$

$$k_v = 0.155$$

La risultante della spinta del terreno in condizioni dinamiche vale:

Sezione di Calcolo 1

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma' \cdot (1+k_v) \cdot K_{A,E} \cdot H^2 = 71.6 \text{ kN}$$

essendo:

$$\gamma' = 8.50 \text{ kN/mc};$$

$$H = 3.10 \text{ m (altezza di spinta)}.$$

Sezione di Calcolo 2

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma' \cdot (1+k_v) \cdot K_{A,E} \cdot H^2 = 39.4 \text{ kN}$$

essendo:

$$\gamma' = 8.50 \text{ kN/mc};$$

$$H = 2.30 \text{ m (altezza di spinta)}.$$

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 1

$$p_{\max} = 2 \cdot E_d / H = 46.2 \text{ kN/m}$$

Sezione di Calcolo 2

$$p_{\max} = 2 \cdot E_d / H = 34.3 \text{ kN/m}$$

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 con trazione nelle fibre inferiori).

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 con trazione nelle fibre inferiori).

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 in fase di costruzione per lo SLU (significativa per le verifiche nella mezzeria della fondazione con trazione nelle fibre superiori).

Azioni agenti: peso proprio della struttura, (l'azione sollecitante è il peso proprio dell'elevazione).

7.5. ILLUSTRAZIONE DEI CARICHI APPLICATI AL MODELLO

Le figure che seguono riassumono l'applicazione delle condizioni di carico elementari al modello di calcolo implementato per analizzare i Conci da 4 a 10.

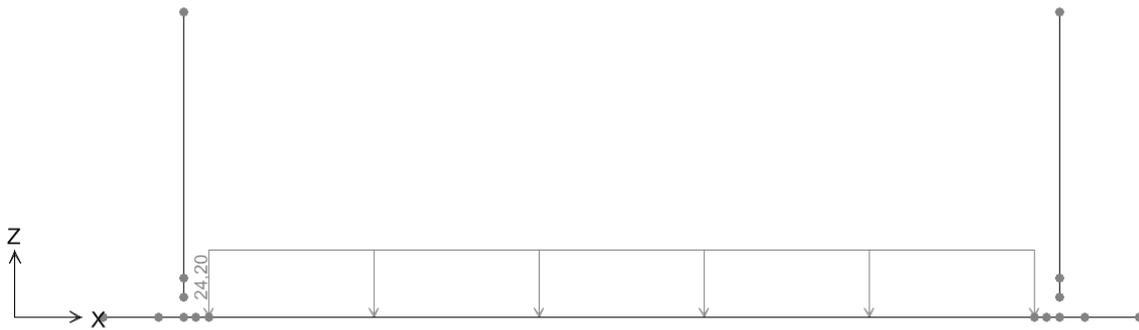


FIGURA 7.3 – CONDIZIONE DI CARICO SP



FIGURA 7.4 – CONDIZIONE DI CARICO PT

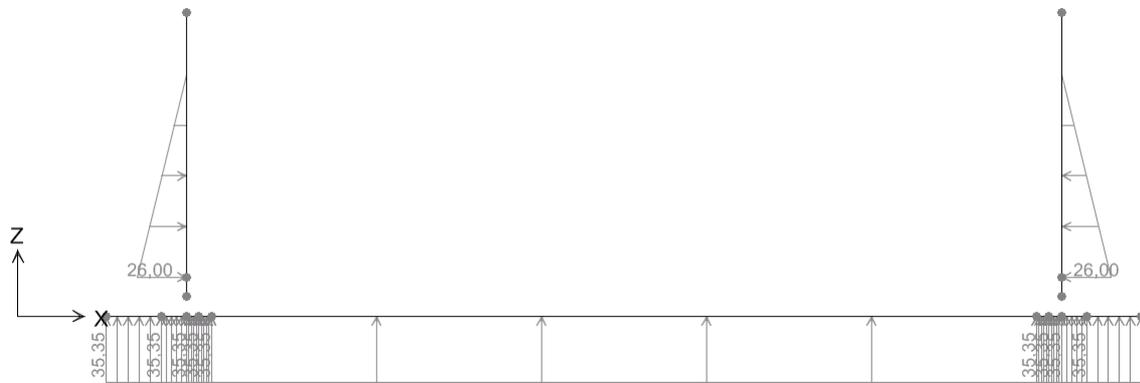


FIGURA 7.5 – CONDIZIONE DI CARICO IR-IB



FIGURA 7.6 – CONDIZIONE DI CARICO ST1

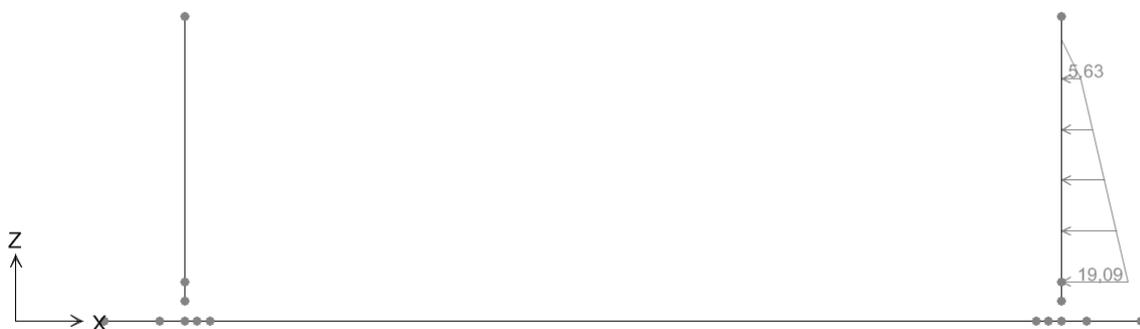


FIGURA 7.7 – CONDIZIONE DI CARICO ST2



FIGURA 7.8 – CONDIZIONE DI CARICO SV2



FIGURA 7.9 – CONDIZIONE DI CARICO SV1

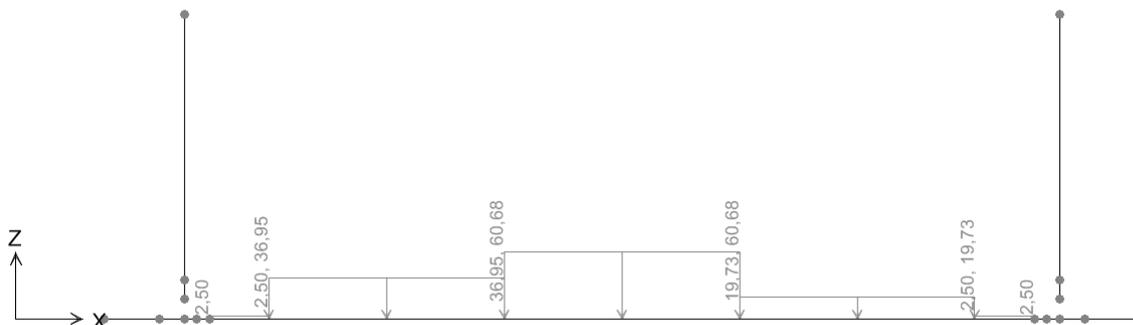


FIGURA 7.10 – CONDIZIONE DI CARICO M2

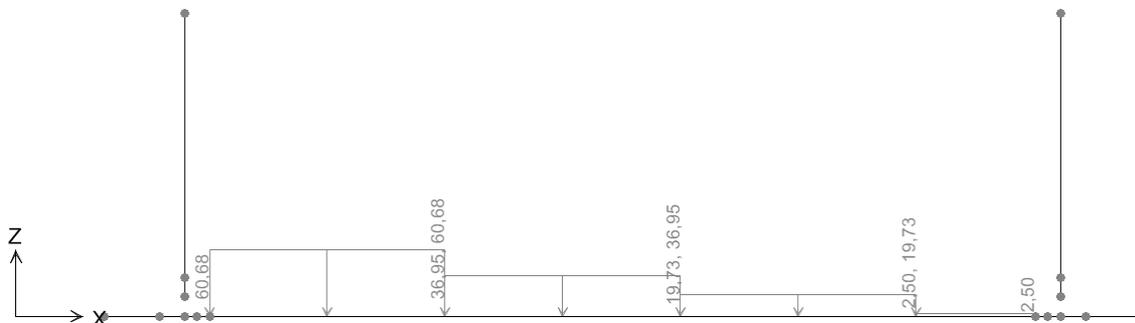


FIGURA 7.11 – CONDIZIONE DI CARICO M1

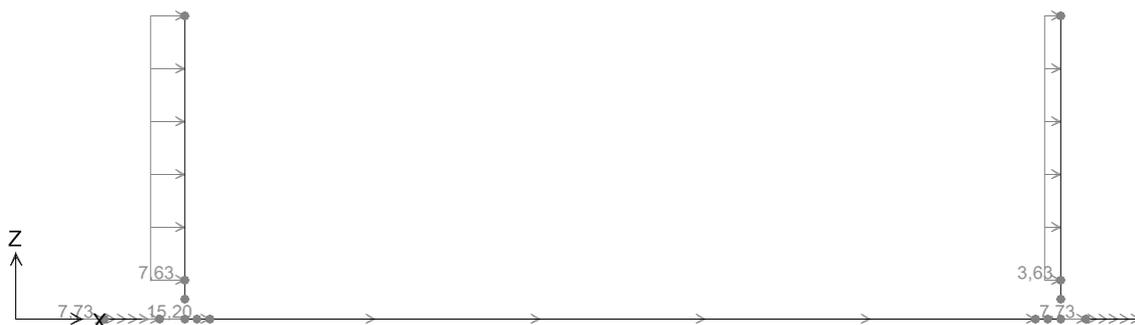


FIGURA 7.12 – CONDIZIONE DI CARICO IN

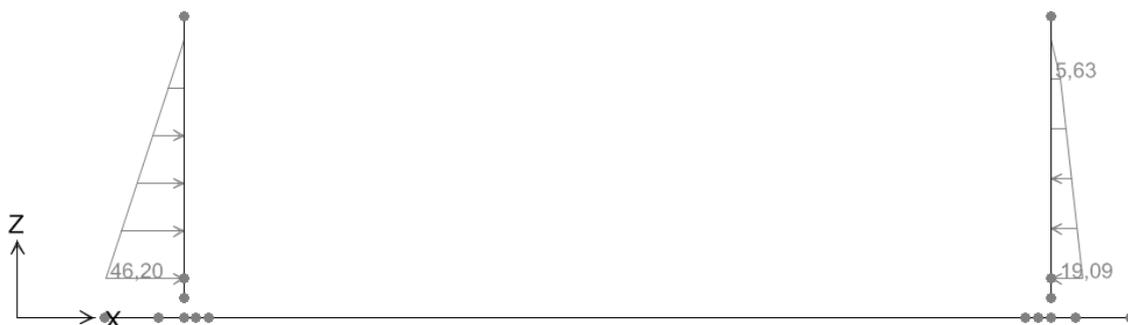


FIGURA 7.13 – CONDIZIONE DI CARICO STS

7.6. 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).

7.6.1. Combinazioni per gli SLU

La tabella che segue illustra le 13 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)	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				

7.6.2. 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 ininfluenza 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	

7.6.3. 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					

7.6.4. 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.

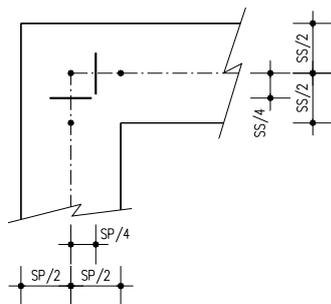
7.7. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

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

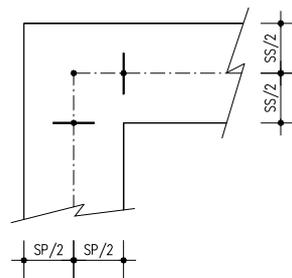
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- 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 $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$.

7.7.1. 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.

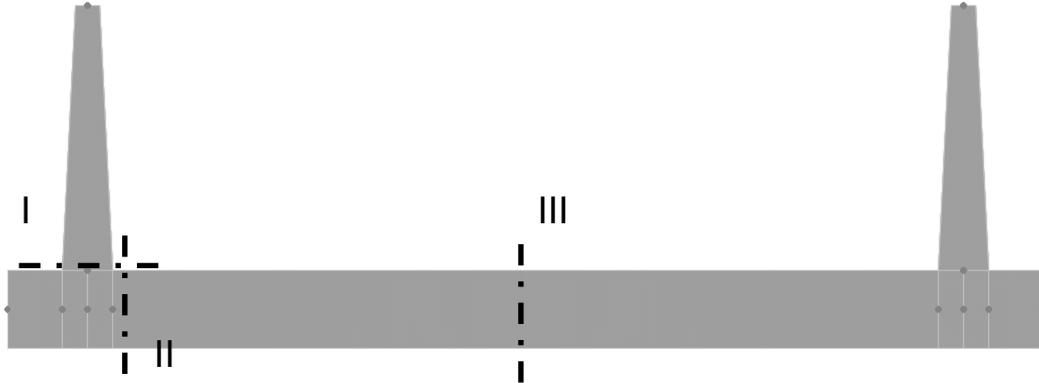


FIGURA 7.14 - INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI VERIFICA SIGNIFICATIVE

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.

7.7.2. Sezione di Calcolo 1 (Valida per i Conci da C4 a C10)

7.7.2.1 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 $2.5\phi 24+2.5\phi 20/m$ 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.

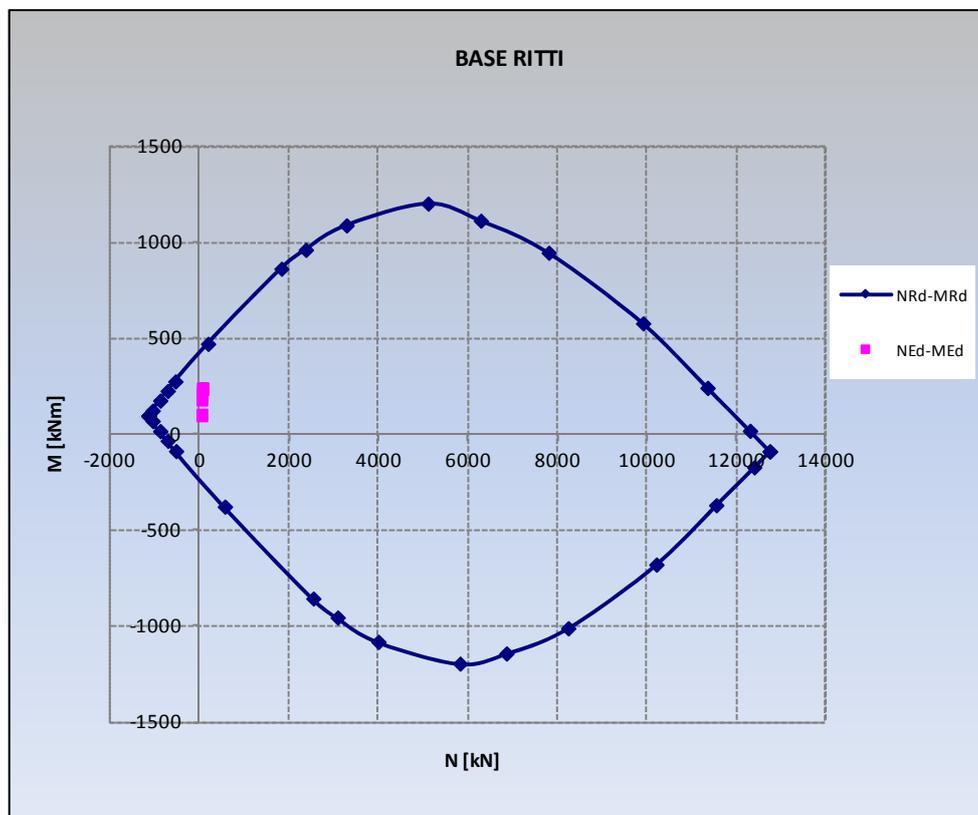


FIGURA 7.15 - DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N-M SLU SEZIONE BASE RITTI

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.

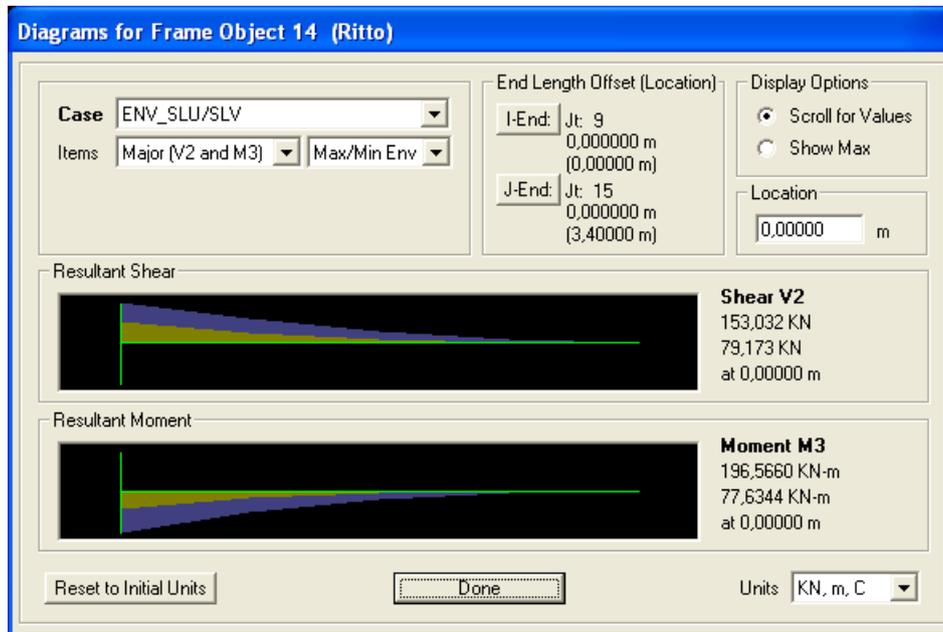


FIGURA 7.16 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV RITTI

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

Dati	SEZ. BASE RITTI		V_{Ed}	153
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	640	mm	Altezza	
d	580	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}	1916	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,59		Fattore di ingranamento	
v _{min}	0,40	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ	0,0033		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}	242,45	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s' min}	391,00	mm ²	Armatura 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
8	0,25	SLE1-RARA	LinStatic	-40,0	137,8
8	0,25	SLE2-RARA	LinStatic	-40,0	137,8
8	0,25	SLE3-RARA	LinStatic	-40,0	137,8
8	0,25	SLE4-RARA	LinStatic	-40,0	137,8
8	0,25	SLE5-FR	LinStatic	-40,0	67,4
8	0,25	SLE6-FR	LinStatic	-40,0	67,4
8	0,25	SLE7-QP	LinStatic	-40,0	67,4

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).

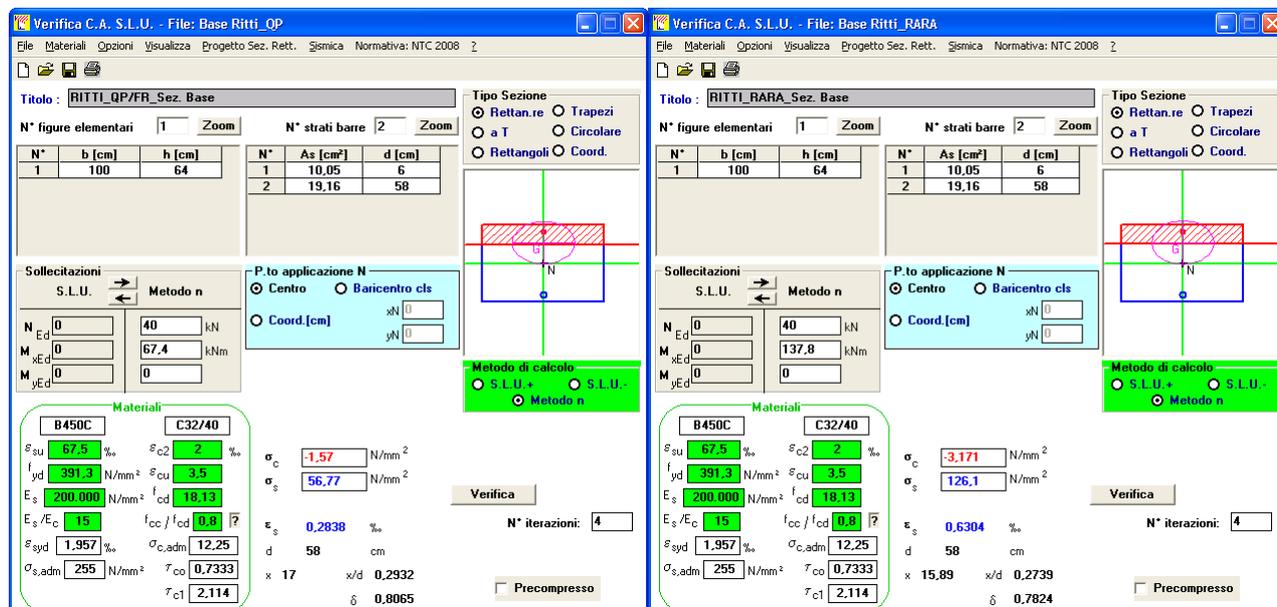


FIGURA 7.17 - VERIFICA TENSIONALE ALLA BASE DEI RITTI SLE Q.P. E RARA

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché il momento di prima fessurazione risulta superiore al momento sollecitante.

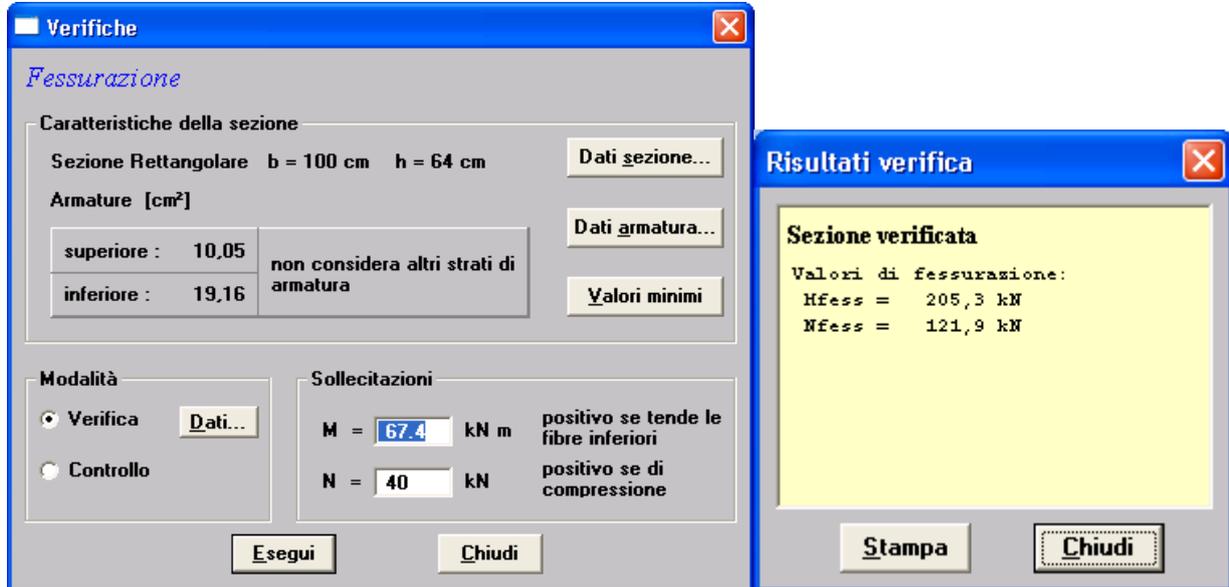


TABELLA 7.3 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SEZIONE ALLA BASE DEI RITTI

VERIFICHE SLE TENSIONI		
Resistenza cls f_{ck}	32,0	MPa
Resistenza acciaio f_{yk}	450,0	MPa
Valori limite		
Combinazione	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	360,0	19,2
Comb. QUASI PERM.	360,0	14,4
Combinazione	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	126,1	3,17
Verifica	VERO	VERO
Comb. QUASI PERM.	56,8	1,57
Verifica	VERO	VERO

TABELLA 7.4 – VERIFICA SLE TENSIONALE SEZIONE ALLA BASE DEI RITTI

7.7.2.2 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 $5\phi 20/m$.

COMB. SLU STATICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd' [kNm/m]	MRd' [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	274,6	564,7	0,0	-564,7
Mezzeria	343,5	564,7	0,0	-564,7
COMB. SLU SISMICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd' [kNm/m]	MRd' [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	191,1	564,7	0,0	-564,7
Mezzeria	5,0	564,7	0,0	-564,7

TABELLA 7.5 – MOMENTI SOLLECITANTI SLU E RESISTENTI NELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

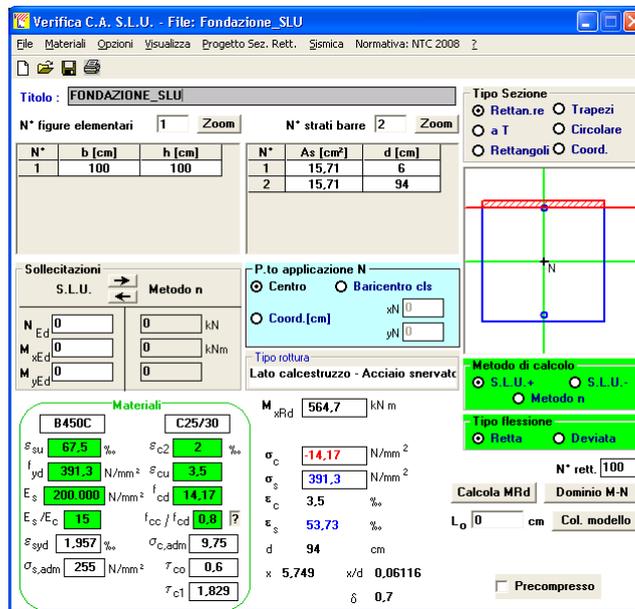


FIGURA 7.18 - VERIFICHE ALLO SLU DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

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.

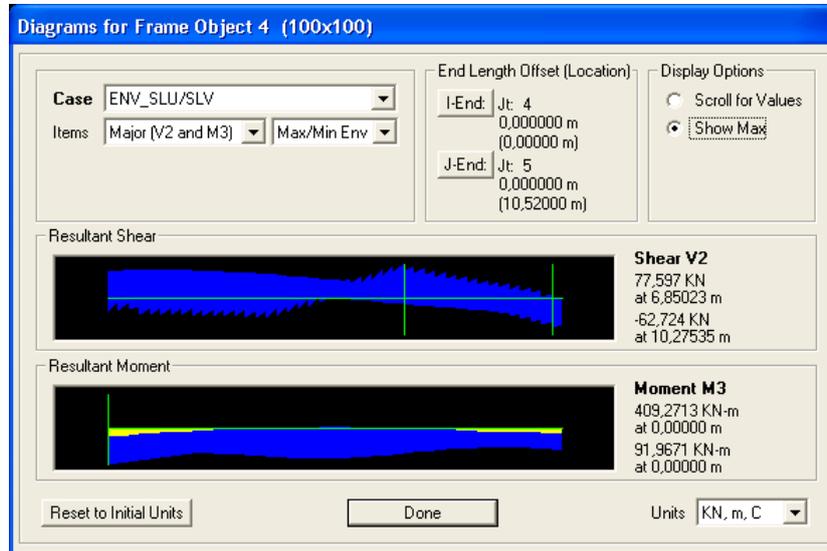


FIGURA 7.19 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV SOLETTA

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

Dati	SEZ. INCASTRO RITTI			V_{Ed}	77,6
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio		
h	1000	mm	Altezza		
d	940	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	1,46		Fattore di ingranamento		
v _{min}	0,31	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}	290,58	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura		
A _{s'} _{min}	198,31	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa		

TABELLA 7.6 - 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]	194,5	242,0
COMB. FREQUENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
M _{Ed} [kNm/m]	106,5	142,0
COMB. QUASI PERMANENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
M _{Ed} [kNm/m]	83,1	-30,1

TABELLA 7.7 - 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.

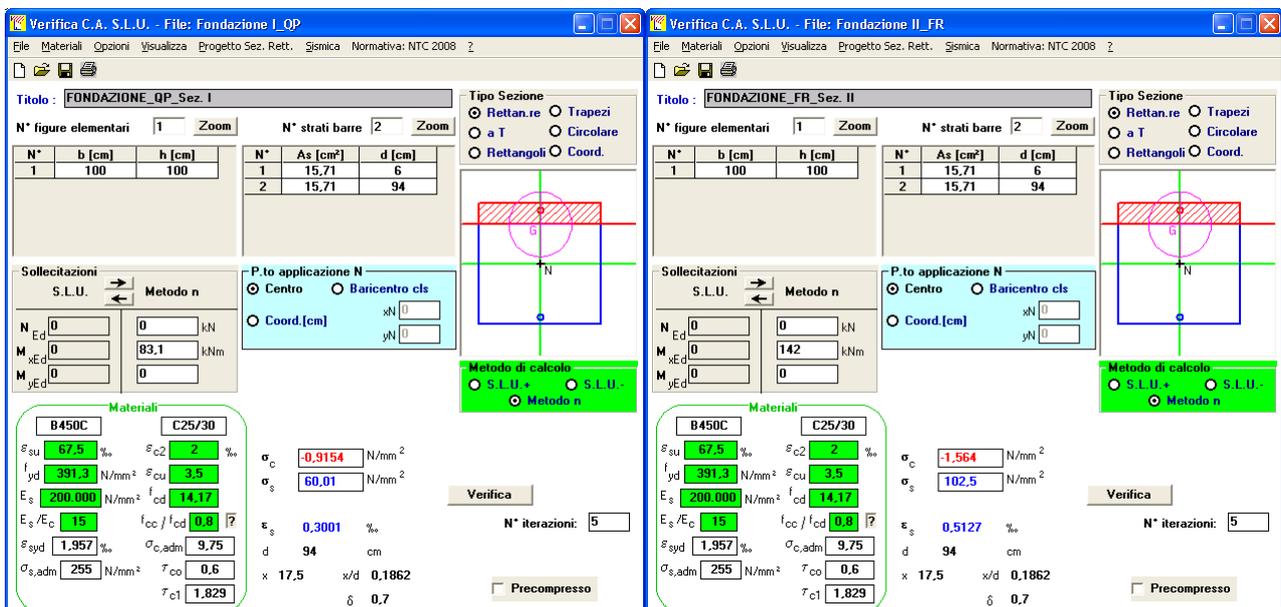


FIGURA 7.20 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE Q.P. E FR

Verifiche

Fessurazione

Caratteristiche della sezione
Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 100 cm **Dati sezione...**

Armature [cm²]
superiore : 15,71 non considera altri strati di armatura **Dati armatura...**
inferiore : 15,71 **Valori minimi**

Modalità
 Verifica **Dati...**
 Controllo

Sollecitazioni
M = 83,1 kN m positivo se tende le fibre inferiori
N = kN positivo se di compressione

Esegui **Chiudi**

Risultati verifica

Sezione verificata
Valori di fessurazione:
Hfess = 380,9 kN

Stampa **Chiudi**

TABELLA 7.8 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO QP

Verifiche

Fessurazione

Caratteristiche della sezione
Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 100 cm **Dati sezione...**

Armature [cm²]
superiore : 15,71 non considera altri strati di armatura **Dati armatura...**
inferiore : 15,71 **Valori minimi**

Modalità
 Verifica **Dati...**
 Controllo

Sollecitazioni
M = 142 kN m positivo se tende le fibre inferiori
N = kN positivo se di compressione

Esegui **Chiudi**

Risultati verifica

Sezione verificata
Valori di fessurazione:
Hfess = 380,9 kN

Stampa **Chiudi**

TABELLA 7.9 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO FR

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché il momento di prima fessurazione risulta superiore al momento sollecitante.

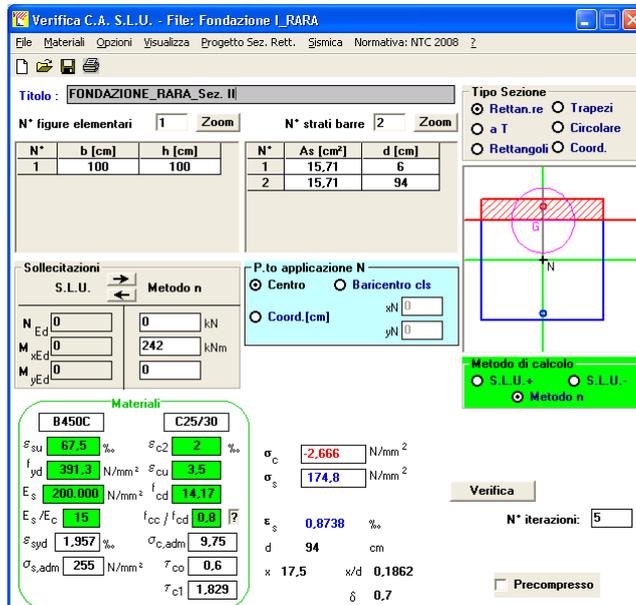


FIGURA 7.21 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE RARA

VERIFICHE SLE TENSIONI		
Resistenza cls f_{ck}	25,0	MPa
Resistenza acciaio f_{yk}	450,0	MPa
Valori limite		
Combinazione	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	360,0	15,0
Comb. QUASI PERM.	360,0	11,3
Combinazione	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	174,8	2,67
Verifica	VERO	VERO
Comb. QUASI PERM.	60,0	0,92
Verifica	VERO	VERO

TABELLA 7.10 – VERIFICA SLE TENSIONALE SOLETTA

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

7.7.2.3 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	1571	1 φ 12 / 25	452	28,8%
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 24 / 40 + 1 φ 20 / 40	1916	1 φ 12 / 20	565	29,5%
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 7.11 - VERIFICA ARMATURA DI RIPARTIZIONE

7.7.3. Sezione di Calcolo 2 (Valida per i Conci da C1 a C3 e da C11 a C13)

7.7.3.1 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 $2.5\phi 20+2.5\phi 16/m$ 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.

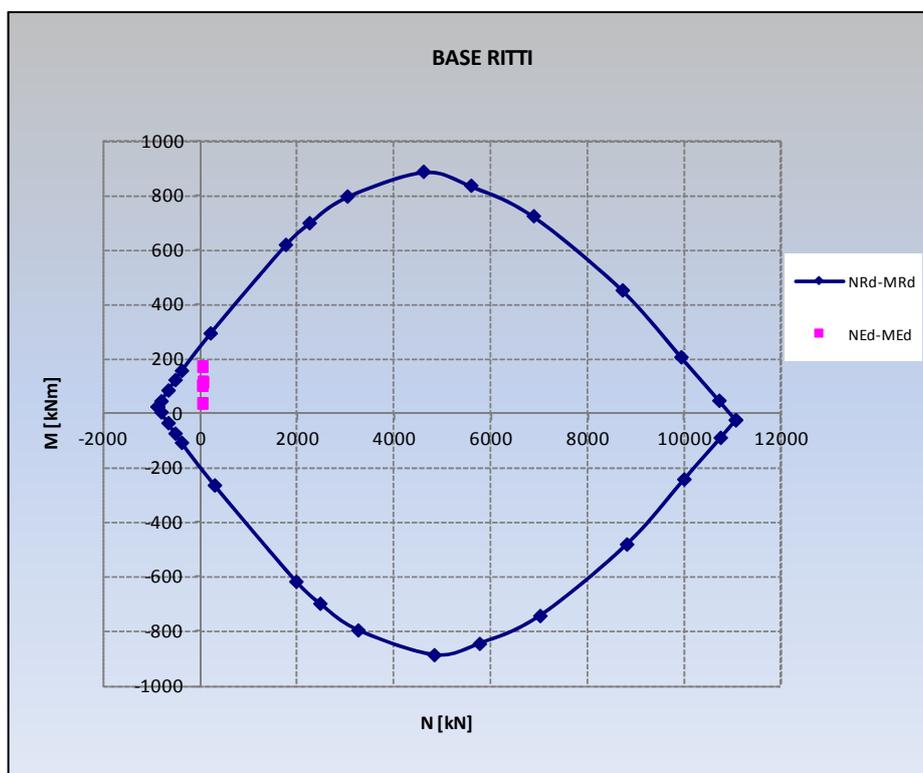


FIGURA 7.22 - DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N-M SLU SEZIONE BASE RITTI

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.

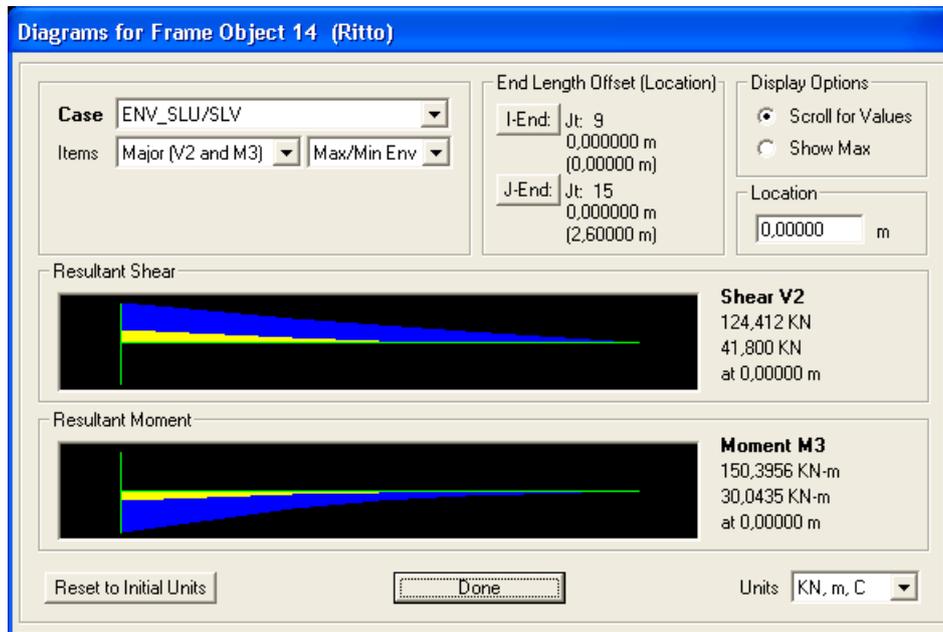


FIGURA 7.23 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV RITTI

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

Dati	SEZ. BASE RITTI		V_{Ed}	124,4
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	560	mm	Altezza	
d	500	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}	1288	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,63		Fattore di ingranamento	
v _{min}	0,41	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ _l	0,0026		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}	206,48	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s_{min}}	317,91	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	

TABELLA 7.12 - 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
14	0	SLE1-RARA	LinStatic	-28,0	67,8
14	0	SLE2-RARA	LinStatic	-28,0	67,8
14	0	SLE3-RARA	LinStatic	-28,0	67,8
14	0	SLE4-RARA	LinStatic	-28,0	67,8
14	0	SLE5-FR	LinStatic	-28,0	26,6
14	0	SLE6-FR	LinStatic	-28,0	26,6
14	0	SLE7-QP	LinStatic	-28,0	26,6

TABELLA 7.13 - 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).

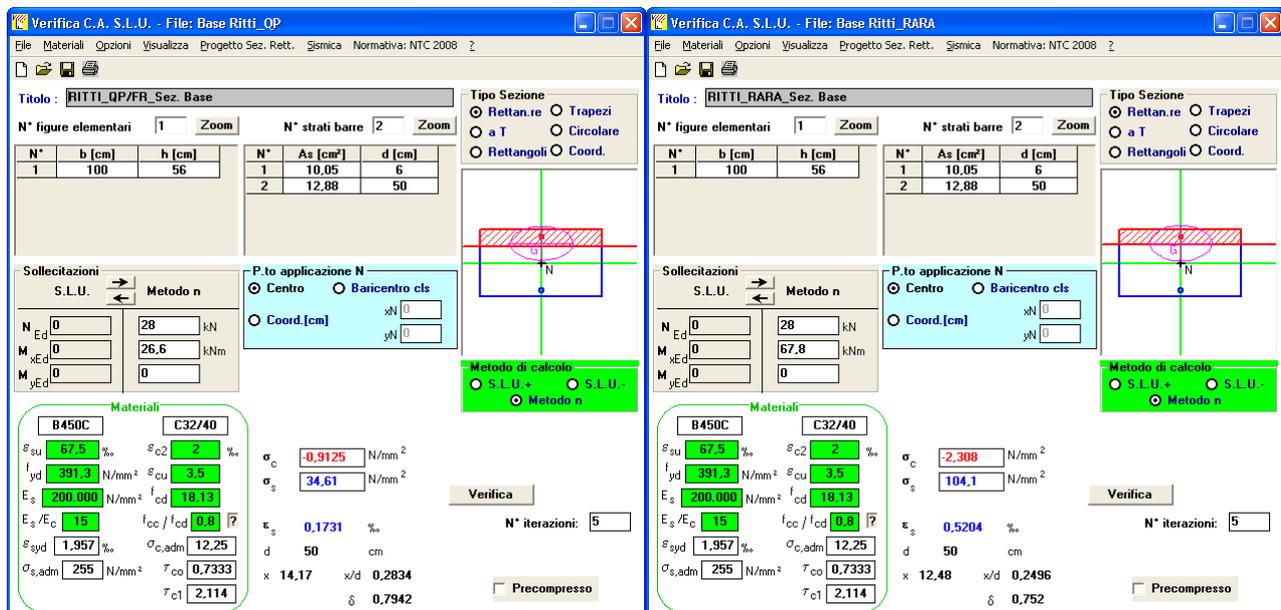


FIGURA 7.24 - VERIFICA TENSIONALE ALLA BASE DEI RITTI SLE Q.P. E RARA

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché il momento di prima fessurazione risulta superiore al momento sollecitante.

Verifiche

Fessurazione

Caratteristiche della sezione
Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 56 cm

Armature [cm²]
superiore : 10,05
inferiore : 12,88

non considera altri strati di armatura

Modalità
 Verifica
 Controllo

Sollecitazioni
M = 67,8 kN m
N = 28 kN

Valori di fessurazione:
Hfess = 151,2 kN
Nfess = 62,4 kN

TABELLA 7.14 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SEZIONE ALLA BASE DEI RITTI

7.7.3.2 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 2.5φ20+2.5φ16/m.

COMB. SLU STATICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd ⁻ [kNm/m]	MRd ⁻ [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	142,3	315,5	0,0	-315,5
Mezzeria	244,9	315,5	0,0	-315,5
COMB. SLU SISMICHE				
	MEd ⁺ [kNm/m]	MRd ⁺ [kNm/m]	MEd ⁻ [kNm/m]	MRd ⁻ [kNm/m]
Sez. Incastro Ritti	177,5	315,5	0,0	-315,5
Mezzeria	19,4	315,5	0,0	-315,5

TABELLA 7.15 – MOMENTI SOLLECITANTI SLU E RESISTENTI NELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

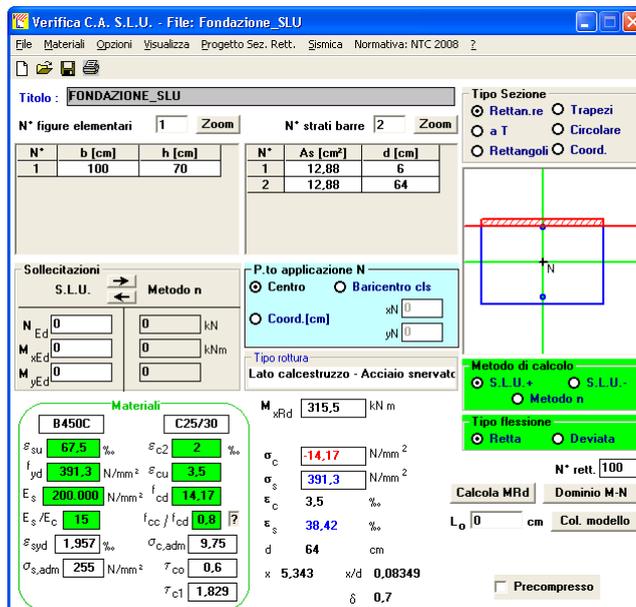


FIGURA 7.25 - VERIFICHE ALLO SLU DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

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.

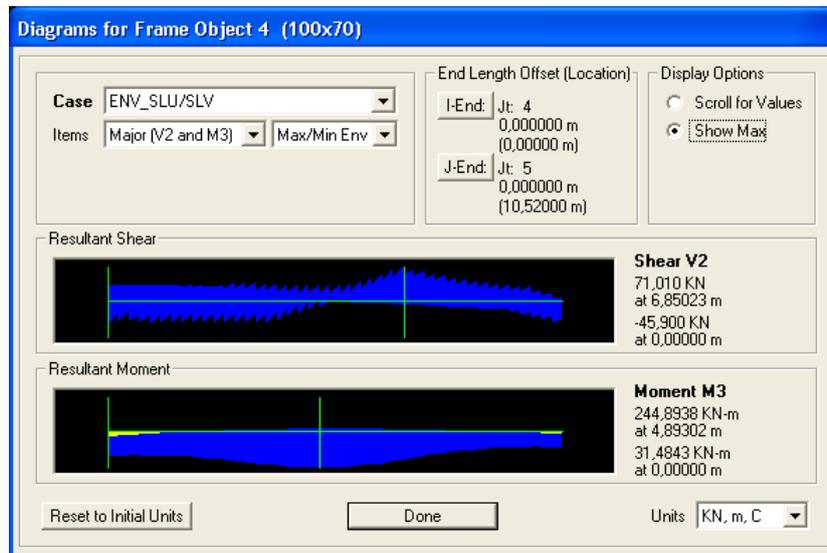


FIGURA 7.26 - DIAGRAMMA DI V INVILUPPO SLU/SLV SOLETTA

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

Dati	SEZ. INCASTRO RITTI		V_{Ed}	71
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio	
h	700	mm	Altezza	
d	640	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}	1288	mm ²	Armatura longitudinale	
k	1,56		Fattore di ingranamento	
v _{min}	0,34	N/mm ²	Tensione resistente minima	
ρ	0,0020		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}	218,02	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura	
A _{s'} _{min}	181,45	mm ²	Armatura longitudinale minima all'appoggio zona compressa	

TABELLA 7.16 - 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]	100,8	171,6
COMB. FREQUENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
MEd [kNm/m]	51,9	118,1
COMB. QUASI PERMANENTE		
	Sez. Incastro Ritti	Mezzeria
MEd [kNm/m]	30,1	-25,6

TABELLA 7.17 - 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 mezzeria laddove più gravosa.

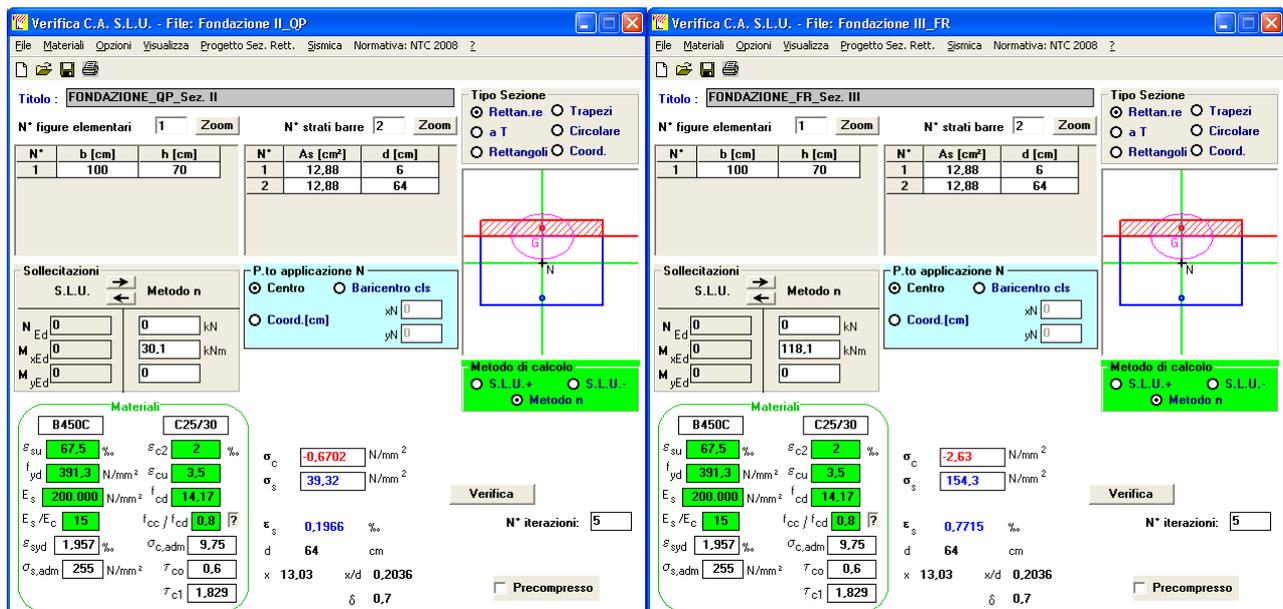


FIGURA 7.27 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE Q.P. E FR

Verifiche

Fessurazione

Caratteristiche della sezione
Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 70 cm

Armature [cm²]
superiore : 12,88
inferiore : 12,88

non considera altri strati di armatura

Modalità
 Verifica
 Controllo

Sollecitazioni
M = 30.1 kN m
N = kN

positivo se tende le fibre inferiori
positivo se di compressione

Risultati verifica

Sezione verificata

Valori di fessurazione:
Hfess = 187,0 kN

TABELLA 7.18 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO QP

Verifiche

Fessurazione

Caratteristiche della sezione
Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 70 cm

Armature [cm²]
superiore : 12,88
inferiore : 12,88

non considera altri strati di armatura

Modalità
 Verifica
 Controllo

Sollecitazioni
M = 118.1 kN m
N = kN

positivo se tende le fibre inferiori
positivo se di compressione

Risultati verifica

Sezione verificata

Valori di fessurazione:
Hfess = 187,0 kN

TABELLA 7.19 – VERIFICA SLE FESSURAZIONE SOLETTA PER COMBO FR

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché il momento di prima fessurazione risulta superiore al momento sollecitante.

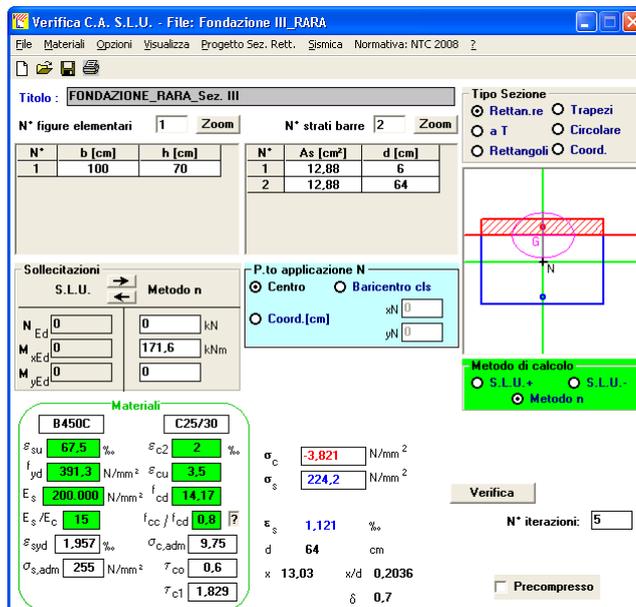


FIGURA 7.28 - VERIFICA TENSIONALE SOLETTA SLE RARA

VERIFICHE SLE TENSIONI		
Resistenza cls f_{ck}	25,0	MPa
Resistenza acciaio f_{yk}	450,0	MPa
Valori limite		
Combinazione	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	360,0	15,0
Comb. QUASI PERM.	360,0	11,3
Combinazione	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	224,2	3,82
Verifica	VERO	VERO
Comb. QUASI PERM.	39,3	0,67
Verifica	VERO	VERO

TABELLA 7.20 – VERIFICA SLE TENSIONALE SOLETTA

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

7.7.3.3 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 16 / 40 + 1 φ 20 / 40	1288	1 φ 12 / 25 + 1 φ 16 / 100	653	50,7%
Fondazione	Incastro Ritti	Inferiore	1 φ 16 / 40 + 1 φ 20 / 40	1288	1 φ 12 / 25	452	35,1%
Fondazione	Mezzeria	Superiore	1 φ 16 / 40 + 1 φ 20 / 40	1288	1 φ 12 / 25 + 1 φ 16 / 100	653	50,7%
Fondazione	Mezzeria	Inferiore	1 φ 16 / 40 + 1 φ 20 / 40	1288	1 φ 12 / 25	452	35,1%
Ritti	Base	Esterna	1 φ 16 / 40 + 1 φ 20 / 40	1288	1 φ 12 / 20	565	43,9%
Ritti	Base	Interna	1 φ 16 / 20	1005	1 φ 12 / 20	565	56,3%
Ritti	Oltre 1.20m dalla Base	Esterna	1 φ 16 / 40 + 1 φ 20 / 40	1288	1 φ 12 / 20	565	43,9%
Ritti	Oltre 1.20m dalla Base	Interna	1 φ 16 / 20	1005	1 φ 12 / 20	565	56,3%

TABELLA 7.21 - VERIFICA ARMATURA DI RIPARTIZIONE

7.8. 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;
- Ricadendo l'opera all'interno di un'area a possibile rischio esondazione, la verifica al galleggiamento viene condotta con riferimento alla **Condizione Eccezionale** (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali) considerando un battente d'acqua alla quota di sommità dei ritti.

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 → (A2+M2) → GEO (galleggiamento).

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

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	(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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1

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

Conci 5-6-8-9

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Conci 5-6-8-9 - FASE ESERCIZIO			
H acqua	3,65	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,40	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,00	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	3,10	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	4,10	m	altezza di spinta
ϕ'	23	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	481,80	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	529,98	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	409,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	368,91	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	138,86	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	124,98	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	80,29	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	72,26	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	87,02	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan \phi'$ (M2)
$\tan \phi' d$	0,340		
V terr d	29,55	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	529,98	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	609,36	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,87	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Conci 5-6-8-9 - FASE CANTIERE			
H acqua	2,65	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,40	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insisite il ricoprimento
s sp	1,00	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	3,10	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	4,100	m	altezza di spinta
ϕ'	23,000	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	349,80	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	384,78	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	409,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	368,91	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	80,29	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	72,26	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	87,02	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	29,55	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	384,78	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	484,38	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,79	ok	Vinst, d/Gstb, d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Conci 5-6-8-9 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	4,45	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,40	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insisite il ricoprimento
s sp	1,00	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	3,10	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	4,10	m	altezza di spinta
ϕ'	23	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	587,40	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	587,40	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	409,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	368,91	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	138,86	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	124,98	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	80,29	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	72,26	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	87,02	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\text{tg}\phi'$ (M2)
$\text{tg}\phi'$ d	0,340		
V terr d	29,55	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	587,40	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	609,36	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,96	ok	Vinst, d/Gstb, d

Concio 10

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 10 - FASE ESERCIZIO			
H acqua	3,25	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,00	m	altezza netta pareti
s par	0,45	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,68	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,12	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,70	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	3,70	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	429,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	471,90	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	397,50	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	357,75	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	157,89	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	142,10	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	69,93	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	62,94	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	70,87	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan \phi'$ (M2)
$\tan \phi' d$	0,340		
V terr d	24,06	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	471,90	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	600,52	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,79	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 10 - FASE CANTIERE			
H acqua	2,25	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,00	m	altezza netta pareti
s par	0,45	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,68	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,12	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,70	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	3,70	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	297,00	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	326,70	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	397,50	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	357,75	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	69,93	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	62,94	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	70,87	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan^2(\phi'/2)$
$\tan^2 \phi' d$	0,340		
V terr d	24,06	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	326,70	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	458,41	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,71	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 10 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	4,05	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	3,00	m	altezza netta pareti
s par	0,45	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1,00	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,68	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,12	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,70	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	3,70	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	534,60	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	534,60	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	397,50	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	357,75	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	157,89	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	142,10	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	69,93	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	62,94	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	70,87	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	24,06	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	534,60	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	600,52	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,89	ok	Vinst,d/Gstb,d

Concio 11

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 11 - FASE ESERCIZIO			
H acqua	2,55	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,60	m	altezza netta pareti
s par	0,43	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,68	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insite il ricoprimento
s sp	1,19	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,30	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	3,00	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	336,60	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	370,26	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	286,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	258,21	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	167,76	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	150,99	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	59,57	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	53,61	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	46,59	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi' d$	0,340		
V terr d	15,82	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	370,26	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	492,29	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,75	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 11 - FASE CANTIERE			
H acqua	1,55	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,60	m	altezza netta pareti
s par	0,43	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,68	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,19	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,30	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	3,00	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	204,60	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	225,06	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	286,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	258,21	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	59,57	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	53,61	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	46,59	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan^2(\phi' - M2)$
$\tan^2 \phi' d$	0,340		
V terr d	15,82	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	225,06	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	341,31	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,66	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 11 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	3,35	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,60	m	altezza netta pareti
s par	0,43	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,68	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,19	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,30	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	3,00	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	442,20	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	442,20	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	286,90	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	258,21	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	167,76	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	150,99	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	59,57	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	53,61	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	46,59	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	15,82	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	442,20	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	492,29	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,90	ok	Vinst,d/Gstb,d

Concio 12

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Fine Concio 12 - FASE ESERCIZIO			
H acqua	2,27	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,32	m	altezza netta pareti
s par	0,41	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,80	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insite il ricoprimento
s sp	1,10	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,02	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,72	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	299,64	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	329,60	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	277,98	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	250,18	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	156,82	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	141,13	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	52,32	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	47,09	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	38,30	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $tg\phi'$ (M2)
$tg\phi' d$	0,340		
V terr d	13,01	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	329,60	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	465,07	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,71	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Fine Concio 12 - FASE CANTIERE			
H acqua	1,27	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,32	m	altezza netta pareti
s par	0,41	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,80	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,10	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,02	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,72	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	167,64	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	184,40	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	277,98	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	250,18	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	52,32	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	47,09	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	38,30	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan^2(\phi' / 2)$
$\tan^2 \phi' / d$	0,340		
V terr d	13,01	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	184,40	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	323,94	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,57	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Fine Concio 12 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	3,07	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,32	m	altezza netta pareti
s par	0,41	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,80	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,10	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	2,02	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,72	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	405,24	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	405,24	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	277,98	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	250,18	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	156,82	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	141,13	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	52,32	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	47,09	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	38,30	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan^2(\phi'/2)$
$\tan^2 \phi' d$	0,340		
V terr d	13,01	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	405,24	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	465,07	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,87	ok	Vinst,d/Gstb,d

Concio 1

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 1 - FASE ESERCIZIO			
H acqua	1,97	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,02	m	altezza netta pareti
s par	0,38	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,90	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,08	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	1,72	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,42	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	260,04	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	286,04	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	268,88	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	241,99	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	155,39	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	139,85	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	44,55	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	40,09	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	30,32	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $tg\phi'$ (M2)
$tg\phi' d$	0,340		
V terr d	10,29	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	286,04	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	445,89	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,64	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 1 - FASE CANTIERE			
H acqua	0,97	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,02	m	altezza netta pareti
s par	0,38	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,90	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,08	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	1,72	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,42	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	128,04	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	140,84	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	268,88	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	241,99	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	44,55	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	40,09	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	30,32	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	10,29	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	140,84	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	306,04	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,46	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Sez Inizio Concio 1 - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	2,77	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	2,02	m	altezza netta pareti
s par	0,38	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	0,70	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,90	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	1,08	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	1,72	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	2,42	m	altezza di spinta
ϕ'	23,00	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	365,64	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	365,64	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	268,88	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	241,99	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	155,39	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	139,85	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	44,55	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	40,09	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	30,32	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	10,29	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	365,64	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	445,89	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,82	ok	Vinst,d/Gstb,d

Serbatoio Sez. E-E

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Impianto Sollevamento Sez E-E - FASE ESERCIZIO			
H acqua	6,35	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,90	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	2,20	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,91	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,60	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,50	m	altezza di spinta
ϕ'	23	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	838,20	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	922,02	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	841,15	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	757,04	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	126,37	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	113,73	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	145,04	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	130,54	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	218,71	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	74,27	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	922,02	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1089,23	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,85	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Impianto Sollevamento Sez E-E - FASE CANTIERE			
H acqua	5,35	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,90	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	2,20	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,91	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,60	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,500	m	altezza di spinta
ϕ'	23,000	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	706,20	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	776,82	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	841,15	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	757,04	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	145,04	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	130,54	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	218,71	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\tan^2(\phi'/2)$
$\tan^2 \phi' d$	0,340		
V terr d	74,27	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	776,82	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	975,50	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,80	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Impianto Sollevamento Sez E-E - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	7,15	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,90	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	13,20	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	2,20	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,91	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,60	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	13,20	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,50	m	altezza di spinta
ϕ'	23	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	943,80	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	943,80	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	841,15	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	757,04	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	126,37	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	113,73	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	145,04	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	130,54	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	15,18	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	13,66	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	218,71	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\text{tg}\phi'$ (M2)
$\text{tg}\phi'$ d	0,340		
V terr d	74,27	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	943,80	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1089,23	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,87	ok	Vinst,d/Gstb,d

Serbatoio Sez. G-G

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Impianto Sollevamento Sez G-G - FASE DEFINITIVA				
H acqua	6,35	m	altezza di spinta dell'acqua	Lo spessore della fondazione è ottenuto mediando sulla larghezza di 17,0 m i contributi della soletta di fondazione della Trincea, dell'impianto di Sollevamento, della parete laterale dell'impianto e delle pareti di chiusura della Vasca. Ossia: s ciab = $(11,8 \cdot 1,0 + 17,0 \cdot 1,2 + 5,9 \cdot 0,6 + (1,45 \cdot 3,0 \cdot 10,52 / 12,0)) / 17,0 = 2,327 \text{ m}$
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua	
H par	4,90	m	altezza netta pareti	
s par	0,47	m	spessore medio pareti	
L ciab tot	17,00	m	largh complessiva ciabatta fond	
s ciab	2,327	m	spess ciabatta	
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca	
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento	
s sp	0,91	m	spessore medio del ricoprimento	
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo	
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr	
H ter lat	5,60	m	altezza terr imbarcato lateralmente	
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente	
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr	
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo	
L magr	17,00	m	largh complessiva magrone sottofondo	
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone	
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale	
Hs	6,80	m	altezza di spinta	
ϕ'	23	°	angolo resist. taglio terreno	
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale	
Pwk	1079,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)	
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua	
Pwd	1187,45	kN/m	spinta acqua (progetto)	
Popk	1104,13	kN/m	peso opera (caratt.)	
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera	
Popd	993,71	kN/m	peso opera (progetto)	
Psp	126,37	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)	
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento	
Pterd	113,73	kN/m	peso ricoprimento (progetto)	
Pterk	154,84	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)	
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato	
Pterd	139,36	kN/m	peso terr imbarc (progetto)	
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)	
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale	
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)	
P magr k	19,55	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)	
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo	
Pterd	17,60	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)	
Rh terr k	239,36	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale	
$\gamma_{\phi'}$	1,25		coeff. parziale per $\text{tg}\phi'$ (M2)	
$\text{tg}\phi' d$	0,340			
V terr d	81,28	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt.)	
Vinst, d	1187,45	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante	
G stb, d	1345,68	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante	
FS	0,88	ok	Vinst,d/Gstb,d	

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Impianto Sollevamento Sez G-G - FASE CANTIERE			
H acqua	4,35	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,90	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	17,00	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	2,327	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,91	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	0,00	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,60	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	17,00	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,800	m	altezza di spinta
ϕ'	23,000	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,500	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	739,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	813,45	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1104,13	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	993,71	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	0,00	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	0,00	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	145,04	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarc
Pterd	130,54	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	19,55	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	17,60	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	239,36	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\tan\phi'$ (M2)
$\tan\phi'$ d	0,340		
V terr d	81,28	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	813,45	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1223,13	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,67	ok	Vinst,d/Gstb,d

Verifica nei confronti del sollevamento idraulico - Impianto Sollevamento Sez G-G - CONDIZIONE ECCEZIONALE			
H acqua	6,35	m	altezza di spinta dell'acqua
γ_w	10,00	kN/mc	ps acqua
H par	4,90	m	altezza netta pareti
s par	0,47	m	spessore medio pareti
L ciab tot	17,00	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	2,327	m	spess ciabatta
γ_{Ca}	25,00	kN/mc	ps ca
L ciab sp	10,52	m	larghezza ciabatta fond sulla quale insiste il ricoprimento
s sp	0,91	m	spessore medio del ricoprimento
% psp	60	%	% di peso assunta nel calcolo
γ_{sp}	22,00	kN/mc	ps ricopr
H ter lat	5,60	m	altezza terr imbarcato lateralmente
L ter lat	1,40	m	largh media totale del terr imbarcato lateralmente
γ_t	18,50	kN/mc	ps terr
S magr	0,05	m	spessore magrone sottofondo
L magr	17,00	m	largh complessiva magrone sottofondo
γ_r	23,00	kN/mc	ps magrone
k	0,609		coeff. spinta terreno laterale
Hs	6,80	m	altezza di spinta
ϕ'	23	°	angolo resist. taglio terreno
γ_{ts}	8,50	kN/mc	ps terreno ai fini del calcolo spinta orizzontale
Pwk	1079,50	kN/m	spinta acqua (caratt.)
γ_{Gw}	1,00		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	1079,50	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1104,13	kN/m	peso opera (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	993,71	kN/m	peso opera (progetto)
Psp	126,37	kN/m	peso ricoprimento (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. ricoprimento
Pterd	113,73	kN/m	peso ricoprimento (progetto)
Pterk	154,84	kN/m	peso terr imbarc (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso terr imbarcato
Pterd	139,36	kN/m	peso terr imbarc (progetto)
P r lat k	0,00	kN/m	Peso riempimento laterale (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso riempimento laterale
Pterd	0,00	kN/m	peso riemp laterale (progetto)
P magr k	19,55	kN/m	Peso magro sottofondo (caratt.)
γ_{Gop}	0,90		coeff. parz. azione stab. peso magrone sottofondo
Pterd	17,60	kN/m	peso magro sottofondo (progetto)
Rh terr k	239,36	kN/m	risultante complessiva spinta orizzontale terreno laterale
$\gamma\phi'$	1,25		coeff. parziale per $\text{tg}\phi'$ (M2)
$\text{tg}\phi'$ d	0,340		
V terr d	81,28	kN/m	forza stabilizzante per ettrito terreno (caratt)
Vinst, d	1079,50	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1345,68	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0,80	ok	Vinst,d/Gstb,d

Lo Spessore della fondazione è ottenuto mediando sulla larghezza di 17.0 m i contributi della soletta di fondazione della Trincea, dell'Impianto di Sollevamento, della parete laterale dell'Impianto e delle pareti di chiusura della Vasca. Ossia:
 $s_{ciab} = \frac{(11.8 \cdot 1.0 + 17.0 \cdot 1.2 + 5.9 \cdot 0.6 + (1.45 \cdot 3.0 \cdot 10.52 / 12.0)) / 17.0 = 2.327m$



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
Dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE STRUTTURALI
TRINCEA CONFINATA SP N. 43 MAESTRA GRANDE - MURI AD U
RELAZIONE DI CALCOLO

Essendo ovunque la somma dei pesi stabilizzanti maggiore di quella dei pesi instabilizzanti le verifiche risultano soddisfatte.

8. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE, DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO E DEL DISOLEATORE

I criteri progettuali assunti sono i seguenti:

- progettazione della rete di smaltimento delle acque di piattaforma con tempo di ritorno (TR) di 20 anni;
- invarianza di bacino afferente: in linea di principio non si può scaricare in un fosso o canale acque a lui non recapitate originariamente;
- invarianza idraulica al ricettore: si impongono come limite allo scarico i valori dei coefficienti udometrici prescritti dai singoli Consorzi di Bonifica qualora si renda necessario il cambio di ricettore; ogni scarico è dotato di manufatto di rilascio controllato;
- evitare di riversare scarichi accidentali nei corpi ricettori finali;
- garantire sempre e ovunque la continuità idraulica dei campi sia ai fini di scolo che irrigui a monte e a valle della infrastruttura stradale in progetto;
- eventuale trattamento delle acque riversate nei corpi idrici naturali.

Lo studio della rete di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque di piattaforma stradale si è articolato attraverso le seguenti fasi:

- 1) Individuazione dei ricettori e dei loro eventuali limiti di portata.
- 2) Analisi idrologiche: preliminarmente sono state ricavate le curve di possibilità pluviometrica da utilizzare nel dimensionamento degli afflussi che sollecitano la rete.
- 3) Calcolo e verifiche idrauliche dei sistemi di raccolta adottati.

I metodi di calcolo e di analisi adottati sono sinteticamente riportati nei singoli paragrafi, mentre si rimanda alla bibliografia di settore per gli approfondimenti teorici e applicativi.

8.1. INDIVIDUAZIONE DEI RICETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA

Nella Figura seguente si è riportata la foto aerea dell'area su cui è inserita l'opera.



FIGURA 8.1 – IMMAGINE DELLA ZONA

I sottovia rappresentano delle opere che vanno a ripristinare dei collegamenti con una viabilità esistente interrotta dall'Autostrada e pertanto non vanno ad alterare in modo significativo la permeabilità e l'idraulica del territorio esistente.

Se il recapito delle acque rimane il medesimo dei fossi esistenti non risulta pertanto necessario provvedere ad alcuna laminazione delle portate di piena e quindi di rispettare i principi di invarianza idraulica. Qualora invece il recapito dovesse essere modificato e quindi le acque cambiano sostanzialmente ricettore, la portata massima dovrà essere ridotta in funzione delle indicazioni di seguito riportate.

Nel caso del sottovia in esame, denominato V48, i recapiti delle acque rimangono i medesimi della viabilità esistente.

Di fatto continua ad esistere e ad adottarsi quale recapito il fosso stradale a bordo strada, localizzato a est. A ovest la strada è confinata dallo Scolo Salione gestito dal Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara che ha un uso promiscuo.



FIGURA 8.2 – IMMAGINE DELLA STRADA ALLA STATO ATTUALE CON IL FOSSO PRIVATO (IN DESTRA) E LO SCALO SALIONE (IN SINISTRA) ESISTENTI

Il limite di scarico di eventuali portate aggiuntive è stato fissato dai Consorzi di Bonifica in 4 litri/s/ettaro per il fosso privato.

8.2. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Ogni opera richiede lo studio della pluviometria più idonea in funzione della distribuzione dei pluviometri sul territorio regionale.

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica ed approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire le curve di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Sant'Agostino che risulta essere il più vicino al sito.

Complessivamente erano disponibili i dati dal 1991 al 2008, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 15, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

Le Curve di Possibilità Pluviometrica sono ottenute suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

La forma della curva di possibilità pluviometrica risulta essere:

$$h = a \cdot t^n \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore})$$

In cui i parametri a ed n assumono i seguenti valori:

Tempo di Ritorno	t ≤ 1h		1h < t ≤ 24h	
	a	n	a	n
5	33.74	0.599	34.00	0.187
10	39.57	0.602	40.07	0.164
20	45.15	0.603	45.90	0.147
25	46.92	0.603	47.75	0.142
30	48.36	0.604	49.25	0.138
50	52.38	0.604	53.45	0.129
100	57.79	0.605	59.11	0.118

8.3. METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO DI ORIGINE METEORICA

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendente dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione, caratteristico del bacino, è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione t_c è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

t_a rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

t_r rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; usualmente nella letteratura scientifica lo si trova con valori compresi tra 5 e 15 minuti. Nel progetto viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo ed ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale. Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base di due valori di riferimento:

- superfici asfaltate $\varphi = 0.90$
- scarpate stradali $\varphi = 0.50$
- superfici a verde $\varphi = 0.30$

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- φ coefficiente di deflusso dell'area;
 A superficie complessiva del bacino (m^2);
 a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
 t_c tempo di corrivazione del bacino (ore).

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- Q portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m^3/s);
 K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($m^{1/3}/s$);
 Ω sezione idraulica del condotto (m^2);
 R raggio idraulico (m);
 i pendenza del condotto (m/m).

La scabrezza " K_s " è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$$K_{S_{pla}} = 80 \text{ m}^{1/3}/s \quad \text{per tubazioni in materiale plastico};$$

$$K_{S_{cls}} = 70 \text{ m}^{1/3}/s \quad \text{per tubazioni e canalette in calcestruzzo};$$

$$K_{S_{gro}} = 20 \text{ m}^{1/3}/s \quad \text{per canalette in terra inerbite}.$$

8.4. GESTIONE DELLE ACQUE DELLA PIATTAFORMA STRADALE

Il sistema di drenaggio stradale è esteso a tutto il tracciato e comprende la raccolta delle acque del nastro pavimentato, delle banchine e di tutte le superfici impermeabili interessate dall'intervento.

Le acque vengono raccolte attraverso caditoie non sifonate e attraverso idonee tubazioni in PEAD tipo corrugato, convogliate in prossimità del punto di minimo del sottovia, comunque al di fuori del tratto coperto, dove verrà realizzato un impianto di sollevamento.

A valle dell'impianto di sollevamento le acque saranno convogliate verso fossi che le veicoleranno verso i corpi idrici ricettori presenti.

Le pompe saranno collocate all'interno di vasche in calcestruzzo che fungeranno anche da vasca di laminazione delle portate. Tali manufatti dovranno essere dimensionati anche tenendo conto che dovranno garantire la sicurezza idraulica del sottopasso anche in caso di non funzionamento delle pompe per almeno 2 ore.

Prima dell'immissione delle acque all'interno delle vasca saranno sottoposte ad un trattamento di disoleazione e sedimentazione. Questo processo avverrà attraverso un disoleatore dotato di filtro a coalescenza o pacco lamellare.

A valle dell'impianto di sollevamento le acque saranno immesse nei fossi di guardia.

8.4.1. Verifica idraulica delle caditoie stradali

Le precipitazioni che insistono sulle nuove piattaforme stradali dei tratti in trincea saranno raccolte da pozzetti caditoia con griglia in ghisa carrabile delle dimensioni in pianta di 50x50 cm e convogliate alla rete di drenaggio.

La cunetta laterale di scolo sarà ricavata direttamente sulla banchina stradale.

Il calcolo di dimensionamento e verifica dell'interasse delle caditoie è eseguito in modo tale da garantire che la precipitazione con tempo di ritorno di venti anni riesca a defluire nel collettore fognario, evitando il ristagno dei deflussi sulla piattaforma.

Si adotta la curva di possibilità pluviometrica definita nel paragrafo precedente e si assume per la precipitazione un tempo di corrvazione pari a 5 minuti, e si determina di conseguenza l'intensità critica di precipitazione di progetto pari a 121 mm/h.

In funzione della larghezza della banchina B, della pendenza trasversale p_t della stessa e di quella longitudinale p_l della strada è quindi possibile ricavare le caratteristiche idrauliche della cunetta di raccolta a bordo strada secondo lo schema riportato di seguito.

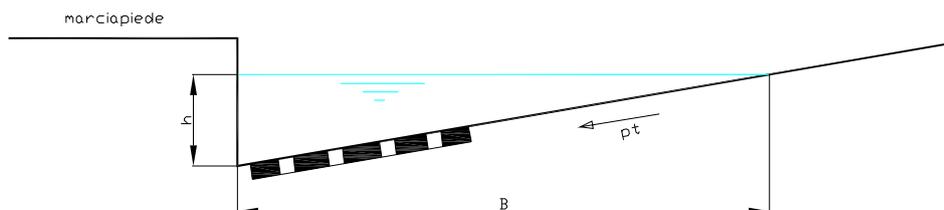


FIGURA 8.3 – SCHEMA DELLA CUNETTA STRADALE

In base alla formula di Gauckler-Strickler, assumendo un coefficiente di scabrezza K_s di $66 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per la pavimentazione asfaltata, è possibile determinare la portata massima smaltibile dalla cunetta:

$$Q_s = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{p_l}$$

dove:

Q_s portata che può essere smaltita dalla cunetta stradale (m^3/s);

K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

Ω sezione idraulica o area bagnata (m^2);

R raggio idraulico (m);

p_l pendenza della cunetta (m/m).

Nota l'intensità critica di precipitazione, la portata di progetto vale:

$$Q_p = \varphi \cdot I \cdot S$$

Per il coefficiente di afflusso, φ , è stato assunto il valore 0,90; la superficie S sottesa ad ogni caditoia è data dal prodotto tra la larghezza della sede stradale ed il loro interasse.

Inoltre si è verificata la capacità della singola caditoia di intercettare il deflusso della banchina in funzione della larghezza delle fessure e dell'angolo compreso tra il fondo trasversale della cunetta e il filo cordolo del marciapiede o arginello, ammettendo un deflusso a valle della stessa non superiore al 15% della portata in arrivo.

L'espressione impiegata è quella introdotta da Macchione e Veltri (1988):

$$Q_c = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0,5} \cdot \left(h - \frac{W}{\text{tg}(\theta)} \right)^{-0,5}$$

dove:

L - lunghezza della caditoia, pari a 50 cm;

h - altezza della cunetta a filo cordolo in mm;

W - larghezza della caditoia, pari a 50 cm;

θ - angolo tra cunetta stradale e cordolo del marciapiede.

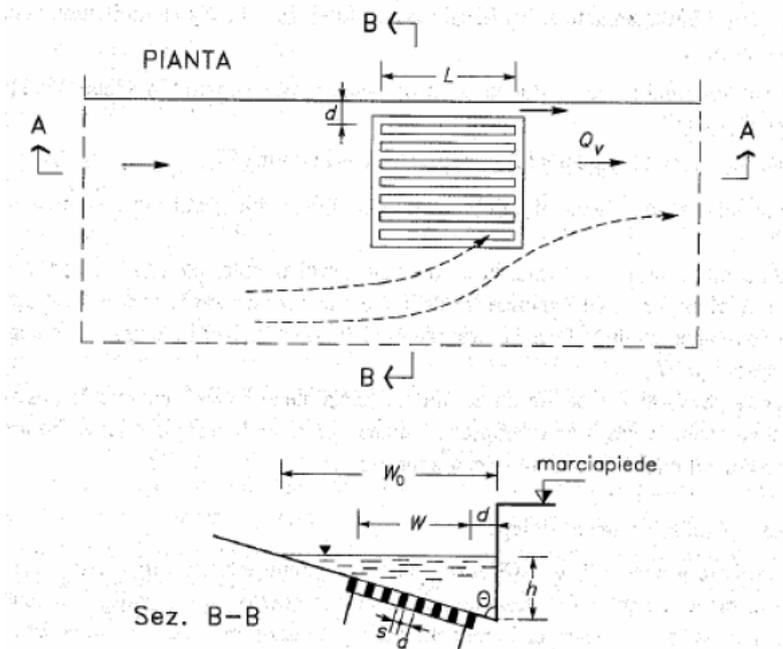


FIGURA 8.4 – SCHEMA DI CALCOLO PER CADITOIE A SALTO DI FONDO

L'interasse minimo tra le caditoie è stato quindi determinato imponendo che la portata smaltibile in banchina sia superiore a quella di progetto e, nel contempo, che la singola caditoia pluviale sia in grado di intercettare la portata defluente, ammettendo al massimo una percentuale pari al 15% lasciata al deflusso di valle o che comunque nell'insieme di tutte le caditoie si abbia lo smaltimento completo del deflusso senza accumulo nel sottovia.

Considerando una larghezza massima di 10.3 metri e un interasse di 18 metri, nella condizione in rettilineo, la superficie afferente ad ogni caditoia risulterebbe di circa 92,7 m².

La portata generata risulta pertanto di 2,81 litri/s.

Tale portata, considerando, una pendenza massima longitudinale del 4,3% e trasversale del 2.5% genera un "triangolo" di altezza di circa 1.6 cm e larghezza di circa 0,64 metri, compatibile con la larghezza della banchina di 1,25 metri.

La verifica della dimensione caditoia attraverso la formula di Macchione e Veltri consente di individuare una portata massima di circa 2.83 litri/s e quindi compatibile con la portata massima precedente.

8.5. DIMENSIONAMENTO DEI MANUFATTI IDRAULICI

8.5.1. Dimensionamento e verifica dei collettori

Il collettore finale, che immette le acque nella vasca, drena complessivamente la superficie pari a circa 1960 m² impermeabili.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6,8 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 95 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,90.

Con il metodo cinematico la portata massima in ingresso all'impianto di sollevamento è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,054 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in grado di drenare tale portata ha diametro pari a 500 mm in PEAD corrugato di diametro interno 427 mm e con pendenza minima dello 0,5%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{\max} = K_S \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,182 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 37%.

8.5.2. Dimensionamento del sistema di sollevamento delle acque e di laminazione

Il dimensionamento del sistema di sollevamento delle acque viene effettuato in modo tale da garantire la sicurezza idraulica del sottopasso anche nel caso di non funzionamento delle pompe. In particolare il volume dell'accumulo sarà dimensionato considerando un'altezza minima di 1,5 metri, tali da garantire l'ispezionabilità dello stesso e un franco di sicurezza idraulico di almeno 25 cm.

Nel caso in cui il recapito delle acque sia diverso rispetto al recapito originale l'invaso dovrà essere dimensionato anche come sistema di laminazione delle acque. Ovviamente il volume adottato sarà il maggiore tra la funzione di laminazione e la funzione di accumulare le acque per almeno 2 ore di non funzionamento delle pompe.

Nel caso del dimensionamento come sistema di laminazione i fattori che influiscono sull'effetto di laminazione e che dunque costituiscono l'oggetto del dimensionamento sono:

- la geometria del sistema;

- le caratteristiche dei dispositivi di scarico;
- il volume massimo utile W del sistema di invaso.

Usualmente i primi due fattori vengono definiti nella fase preliminare del dimensionamento, salvo poi prevedere loro perfezionamenti successivi, così che esso si riduce principalmente all'individuazione del volume che è necessario per ridurre la portata massima in uscita al valore desiderato Q_e , inferiore alla portata al colmo della piena entrante Q_{max} .

Uno dei metodi pratici più utilizzati per la determinazione del volume da assegnare alla vasca è il metodo chiamato "delle sole piogge". Ad esso si perviene attraverso ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Il metodo di dimensionamento sulla base delle sole piogge fornisce una valutazione del volume di invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca senza fare alcuna considerazione sulla forma dell'idrogramma. Con questa ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove ϕ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta$$

Il volume invasato nel serbatoio sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W_m di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata θ_w critica per la vasca.

La durata θ_w è localizzata ove è massima la distanza verticale tra le due curve. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Per il rispetto dell'invarianza idraulica dei territori si assume ad esempio che la massima portata che dovrà defluire dal sottopasso sia pari a 4 litri/s/ettaro.

Per il dimensionamento della vasca di laminazione si adotta il metodo delle sole piogge con la curva di possibilità pluviometrica di durata superiore all'ora e Tempo di Ritorno 20 anni. Per prima cosa si può determinare il tempo di pioggia critico pari a:

$$\theta_w = 5,3 \text{ ore}$$

E il volume dell'invaso, con Tempo di Ritorno pari a 20 anni, risulta essere:

$$W = 88 \text{ m}^3$$

Qualora si consideri, per la sicurezza del sottopasso che l'invaso debba essere in grado di contenere l'eventuale malfunzionamento delle pompe per almeno 2 ore il volume minimo che deve avere è pari a 100 m³.

Si adotta pertanto quest'ultimo valore di 100 m³ come dimensione minima della vasca in grado sia di laminare le portate sia di contenere il non funzionamento delle pompe per 2 ore in occasione dell'evento pluviometrico di tempo di ritorno di 20 anni.

L'impianto di sollevamento sarà dotato di 2 pompe, di cui una di riserva.

Le tipologie di pompe adottate saranno del tipo sommergibile mono o bi-canale in modo da essere in grado di operare con acque cariche anche contenenti corpi solidi o fibre lunghe.

La tipologia scelta sarà del tipo Flygt MT N3102 da 3.1 kW.

L'analisi della perdite di carico finalizzate a determinare la prevalenza delle pompe viene effettuata attraverso l'equazione seguente:

L'equazione del moto da considerare è la seguente:

$$\Delta H = L \cdot J + \sum P_c$$

dove ΔH indica la differenza tra i carichi totali di monte e di valle della condotta, J indica la cadente idraulica e $\sum P_c$ indica la somma delle perdite di carico concentrate presenti lungo la condotta e dovute a curve, saracinesche, ecc..

La cadente idraulica viene determinata attraverso l'equazione di Gauckler-Strickler per condotte in pressione:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

dove:

$$\beta = \frac{10,29}{k^2 \cdot D^{1/3}}$$

dove D è il diametro della tubazione e k il coefficiente di scabrezza assunto pari a $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le perdite di carico concentrate saranno invece valutate attraverso la seguente formula:

$$P_c = \xi \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

dove il coefficiente ξ è tabellato in funzione del tipo di "accidentalità" presente.

Valvola a globo, tutta aperta	9
Valvola ad angolo, tutta aperta	4
Valvola a saracinesca:	
tutta aperta	0,26
aperta a 3/4	0,7
aperta a metà	3,2
aperta a 1/4	18
Valvola di ritegno a cerniera, tutta aperta	2,7
Valvola in linea a sfera, tutta aperta	3
Valvola a farfalla da 150 mm in su, tutta aperta	0,4
Gomito standard a 90°	0,6
Gomito standard a 45°	0,32
Gomito a raggio ampio a 90°	0,4
Gomito con filettatura maschia e femmina a 90°	1
Gomito con filettatura maschia e femmina a 45°	0,52
Giunzione a T standard:	
flusso nella direzione principale	0,4
flusso attraverso la diramazione	1,2

FIGURA 8.5 – VALORI DEI COEFFICIENTI DI PERDITA DI CARICO CONCENTRATI.

La prevalenza geodetica è pari a circa 5 metri.

La singola pompa viene assunta di portata pari a circa 12 litri/s al fine del calcolo delle perdite di carico.

La tubazione che dalla pompa immette le acque, in pressione, verso il fosso è in PEAD PN 10 di diametro esterno 90 mm.

Tale tubazione ha un diametro interno pari a 79,2 mm pertanto le perdite di carico continue, considerando una lunghezza della tubazione di circa 10 metri è pari a circa 1,37 metri, con una velocità dell'acqua di circa 2,4 m/s.

Considerando le diverse accidentalità presenti: valvola di non ritorno, saracinesche, curve, imbocco e sbocco, si può considerare cautelativamente uno ξ pari a 7.5. Si ottiene che le perdite di carico accidentali possono essere assunte pari a circa 2,3 metri, con velocità dell'acqua pari a circa 2,4 m/s.

Le perdite di carico totali sono pertanto pari a circa 3,6 metri.

La prevalenza della pompa sarà pertanto pari a circa 8,6 metri.

L'impianto di sollevamento sarà inoltre dotato di Inverter o softstart tale da permettere l'avvio e l'arresto del motore elettrico in maniera graduale e garantendo una vita utile della pompa maggiore.

8.6. DIMENSIONAMENTO DEL DISOLEATORE

Le acque meteoriche che dilavano il sottovia, prima di entrare nella vasca di accumulo, vengono sottoposte ad un trattamento di disoleazione.

Tale trattamento consente di rimuovere quelle sostanze inquinanti associate al traffico automobilistico quali ad esempio: detrito di gomma derivante dall'usura dei pneumatici, particolato derivante dalla incompleta combustione dei carburanti, principalmente del gasolio, costituito da idrocarburi e ossidi, oli e liquidi di composizione organica dispersi dai veicoli e derivanti dal motore, dall'impianto frenante, dall'impianto di raffreddamento, ecc.

All'inizio di una precipitazione meteorica questi inquinanti sono rimossi dalla superficie stradale e trascinati dalle acque defluenti dalla piattaforma; in parte rimangono allo stato solido o di liquido viscoso ed in parte entrano in soluzione con l'acqua.

Pertanto prima che le acque defluiscano all'interno dell'invaso queste saranno sottoposte ad un trattamento attraverso un controllo dei sedimenti e degli oli.

Il valore di portata da trattare lo si ritrova nella normativa regionale dove viene detto che: *"Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore si verifichi in un periodo di tempo di 15 minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si considerano pari ad 1 per le superfici lastricate od impermeabilizzate..."*

Nel progetto in esame essendo la superficie di circa 1960 m² del tratto di strada in trincea, è pari a circa 9.8 l/s.

La portata costituisce il parametro progettuale al fine di applicare la UNI EN 858. La formula per il dimensionamento del disoleatore è la seguente:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) f_d$$

dove:

- NS è la taglia nominale del separatore;
- Q_r è la massima portata di pioggia, in l/s;
- Q_s è la massima portata di refluo, in l/s;
- f_d è il fattore di densità per il tipo di olio;
- f_x è il fattore di impedimento.

Applicando la UNI EN 858, Q_s nulla e posto f_d pari a 1, valore relativo alla densità delle benzine di 0.85 grammi/cm³, NS vale circa 10 e il disoleatore dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- il rapporto tra profondità e lunghezza del separatore deve essere tra 1:1,5 e 1:5, la profondità minima H_{min} dell'acqua deve essere di 2,5 m compresa una profondità di 0,15 m per lo stoccaggio dell'olio e di 0,35 m per il sedimento;
- la superficie minima orizzontale pari a: $A_{min} = 2.0 \text{ m}^2$;
- il volume minimo totale pari a: $V_{min} = 4.9 \text{ m}^3$;
- il volume per l'olio pari a: $V_1 \text{ min} = 0,29 \text{ m}^3$.

In commercio si potranno pertanto adottare manufatti prefabbricati tali da rispettare le caratteristiche sopra ricordate.