

invece sulla sinistra idrografica del Torrente Cardoso, all'interno dell'ansa che quest'ultimo descrive in località Colle del Cavallo. I principali affluenti ricevuti dal Torrente Cardoso lungo il percorso si sviluppano tutti in destra idrografica e, con l'eccezione del T. Oreto di cui si è detto in precedenza, sono corsi d'acqua di dimensioni molto modeste.

Nelle Figure 1, 2 e 3 sono riportate le curve ipsografiche rispettivamente del bacino del T. Cardoso chiuso immediatamente a monte della confluenza del Torrente Oreto, del bacino del T. Oreto chiuso alla confluenza col T. Cardoso e del bacino del T. Cardoso a valle della confluenza del T. Oreto, utili per la caratterizzazione morfologica dei bacini di interesse. Date le piccole dimensioni dei bacini dei rimanenti affluenti, quest'ultima curva ipsografica si può ritenere sufficientemente rappresentativa anche per il bacino complessivo, chiuso al termine del tratto di interesse. Date le modeste dimensioni dei bacini degli affluenti laterali, l'incremento della superficie del bacino idrografico del T. Cardoso tra la sezione posta immediatamente a valle della confluenza con il Torrente Oreto e quella finale dell'insediamento previsto è alquanto ridotta, essendo l'estensione del bacino idrografico sotteso pari a 12.75 kmq all'estremità di valle del tratto di intervento.

In conseguenza di quanto detto in precedenza, le valutazioni idrologiche di interesse per le finalità del presente studio riguardano la stima delle portate di massima piena del Torrente Cardoso lungo la parte di asta che lambisce l'area di insediamento, dalla sezione immediatamente a monte della confluenza del Torrente Oreto alla sezione posta immediatamente a valle dell'ansa del Col del Cavallo, nonché delle portate di massima piena dei corsi d'acqua minori affluenti in destra idrografica del corso d'acqua principale.

4.2 Scenari di riferimento per la verifica idraulica e portate di progetto

Gli elementi necessari per i calcoli idrologici ed idraulici relativi al corso d'acqua principale ed a quelli minori di interesse per il presente studio scaturiscono dagli Studi di base, menzionati al paragrafo precedente.

Coerentemente con le indicazioni contenute nella citata ordinanza 2449/96 del Ministero dell'Interno e per il Coordinamento della Protezione Civile, lo scenario cui fare riferimento per le verifiche idrauliche è quello del verificarsi nelle varie sezioni di interesse di una portata pari a quella massima stimata per l'evento del 19 giugno 1996. Per quanto riguarda l'asta del Torrente Cardoso, negli Studi di base sono state ricostruite queste ultime portate in alcune sezioni ritenute particolarmente significative; i risultati di interesse per il presente studio vengono riassunti per maggiore comodità di lettura nella Tabella 1.

Tabella 1 - Stime delle portate al colmo transitate nelle sezioni di interesse del Torrente Cardoso durante l'evento del 19 giugno 1996

Corso d'acqua	Sezione	S (km ²)	Q ₁₉₉₆ (m ³ /s)
Cardoso	7 (a monte confluenza Oreto)	10.67	389
	9 (a valle confluenza Oreto)	12.25	438
	36 (termine tronco esaminato)	12.75	450

Oltre a tale scenario, per il presente progetto ne sono stati presi in considerazione altri due che prevedono il transito nelle varie sezioni delle portate di tempo di ritorno T=100 e 200 anni rispettivamente. Per quanto riguarda l'asta del Torrente Cardoso, i valori di tali portate possono essere direttamente desunti dalle stime effettuate negli Studi di base e sono riassunti in Tabella 2.

Tabella 2 - Stime delle portate di tempo di ritorno T=100 e 200 anni nelle sezioni di interesse del T.Cardoso

Corso d'acqua	Sezione	S (km ²)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)
Cardoso	7 (a monte confluenza Oreto)	10.67	197	246
	9 (a valle confluenza Oreto)	12.25	216	270
	36 (termine tronco esaminato)	12.75	217	271

Per quanto riguarda invece i corsi d'acqua affluenti del Torrente Cardoso nel tratto di interesse, vale a dire il Torrente Oreto ed i rimanenti affluenti minori, le stime delle relative portate al colmo transitate durante l'evento e di quelle di frequenza probabile

assegnata (T=100 e 200 anni) nelle sezioni di confluenza col T. Cardoso non risultano direttamente disponibili negli Studi di base; esse sono state ottenute in questa sede, applicando alle sezioni di interesse le medesime metodologie delineate negli Studi di base. In particolare, per la stima delle portate di colmo dell'evento si è ritenuto applicabile un contributo unitario indipendente dalla superficie sottesa di $44 \text{ m}^3/(\text{s km}^2)$, pari al massimo stimato nei già citati Studi di base per l'evento del 1996, mentre per il calcolo delle stime delle portate al colmo di tempo di ritorno T=100 e 200 anni si è applicata la metodologia di regionalizzazione descritta anch'essa negli Studi di base. Nella Tabella 3 vengono riportate le stime della portata al colmo dell'evento ottenute per le sezioni di chiusura dei vari affluenti del T. Cardoso, mentre nella Tabella 4 vengono riportate le stime delle portate di 100 e 200 anni di tempo di ritorno per le medesime sezioni.

Tabella 3 - Stime delle portate al colmo transitate nelle sezioni di chiusura degli affluenti del Torrente Cardoso durante l'evento del 19 giugno 1996

Corso d'acqua	S (km^2)	Q_{1996} (m^3/s)
Oreto	1.575	69.3
Afluente tra sezione 25 e 26	0.024	1.1
Afluente tra sezione 28 e 29	0.130	5.7
Afluente tra sezione 30 e 31	0.090	4.0

L'ubicazione delle sezioni indicate nelle Tabelle 1, 2, 3 e 4 può essere desunta dalla planimetria generale della sistemazione dell'area in scala 1:1000 riportata in Allegato CCPE 3101.

Tabella 4 - Stime delle portate al colmo di tempo di ritorno T=100 e 200 anni nelle sezioni di chiusura degli affluenti del T. Cardoso

Corso d'acqua	S (km^2)	Q_{100} (m^3/s)	Q_{200} (m^3/s)
Oreto	1.575	55.5	67.7
Afluente tra sezioni 25 e 26	0.024	3.9	4.7
Afluente tra sezioni 28 e 29	0.130	11.3	13.8
Afluente tra sezioni 30 e 31	0.090	9.0	10.9

Le verifiche idrauliche sono state condotte con riferimento all'alveo del T. Cardoso, ipotizzando condizioni di moto permanente con portata costante nei vari tronchi

in cui può considerarsi suddivisibile l'alveo, variabile da tronco a tronco in ragione dell'apporto liquido fornito dagli affluenti che confluiscono nell'asta principale lungo il percorso.

I calcoli sono stati effettuati con modello apposito modello idraulico che, tramite la risoluzione delle equazioni differenziali di De Saint-Venant, consente di determinare i profili di corrente in condizione sia di moto vario che di moto permanente. Per maggiori dettagli sullo schema computazionale si rimanda alla Relazione idrologica ed idraulica (allegato VRSB 1) degli Studi di base più volte citati.

Per il calcolo delle resistenze idrauliche di tipo continuo si è fatto riferimento alla formula di Chezy:

$$Q = \chi A \cdot R^{1/2} \cdot J^{1/2}$$

dove J [-] è la pendenza del pelo libero e χ [$m^{1/2} \cdot s^{-1}$] il coefficiente di resistenza, che è stato valutato secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{1/6}$$

in cui k_s [$m^{1/3} \cdot s^{-1}$] è il cosiddetto coefficiente di resistenza di Gauckler-Strickler.

Le verifiche idrauliche dell'asta principale, condotte con riferimento all'assetto finale del corso d'acqua previsto nella presente progettazione, sono state riferite sia allo scenario di evento sia a scenari che prevedono il transito nelle varie sezioni delle portate di periodo di ritorno T pari a 100 e 200 anni.

4.3 Risultati delle verifiche idrauliche

Le verifiche idrauliche condotte nel presente progetto sono state limitate al tratto di corso d'acqua principale prospiciente il Col del Cavallo, interessato dalla presente progettazione. Nelle successive fasi progettuali esse dovranno essere estese agli affluenti.

Le verifiche idrauliche sono state condotte in moto permanente considerando l'alveo indeformabile e con riferimento ad un ipotetico scenario di assenza di trasporto solido. Tale scenario, per quanto ipotetico, corrisponde ad una schematizzazione usuale nella prassi progettuale, a causa delle note difficoltà di ottenere valutazioni tecnicamente affidabili degli apporti solidi e di conseguenza della loro influenza sul deflusso idrico. La schematizzazione adottata si può ritenere accettabile se riferita all'assetto futuro del

bacino, quando la realizzazione dei previsti interventi sia di tipo intensivo sulle aste dei torrenti, ma soprattutto di tipo estensivo sul bacino montano avrà esplicitato i propri effetti benefici in termini di limitazione degli apporti solidi alla rete idrografica. Infatti, la prevista realizzazione di interventi di sistemazione dei bacini montani, di riqualificazione del bosco e delle opere di contenimento delle portate solide (briglie selettive), già previste nelle progettazioni di massima affidate dall'Ufficio del Commissario agli scriventi professionisti, potrà garantire, anche in occasione del verificarsi di eventi di caratteristiche analoghe a quello del giugno 1996, una notevole riduzione degli apporti solidi rispetto ai livelli occorsi in occasione di tale evento.

Nell'impossibilità pratica di mettere adeguatamente in conto gli effetti dovuti alla presenza del trasporto solido e quelli causati dal modellamento del fondo, fenomeni che invece sono sicuramente attivi durante la piena ed il cui effetto è quello di aumentare, anche in misura considerevole, le resistenze al moto, si è ritenuto ragionevole assumere valori cautelativi del coefficiente di resistenza k_s e del franco di sicurezza. Nelle verifiche si è infatti adottato un valore del franco minimo di 1.00 m con riferimento allo scenario dell'evento del giugno 1996, che corrisponde, per il tratto in esame, a franchi di sicurezza ancora maggiori nel caso degli scenari di 100 e 200 anni di tempo di ritorno. Tale indicazione progettuale consente di ottenere le quote minime da rispettare nell'intradosso delle opere di attraversamento e nella sommità delle sponde dell'alveo.

Va rilevato che il valore del franco di sicurezza adottato nel presente progetto risulta più elevato rispetto a quelli adottati nelle progettazioni di massima della sistemazione dell'alveo in precedenza citate, che prevedevano invece un franco minimo di 0.50 m con riferimento allo scenario dell'evento del giugno 1996 e di 1 m con riferimento alla portata di 100 anni di tempo di ritorno. Tale scelta, come già discusso nello Studio di fattibilità precedentemente menzionato, deriva essenzialmente dalla considerazione dell'opportunità di garantire all'area industriale un livello di sicurezza idraulica ancora maggiore di quello ritenuto accettabile in altre parti del corso d'acqua. Ciò appare ragionevole in considerazione del fatto che, a seguito dell'insediamento, nella zona si verrà a realizzare una concentrazione di attività produttive e di presenze antropiche ben maggiore di quella media della vallata. Di conseguenza, la vulnerabilità dell'area a seguito di un'eventuale esondazione del corso d'acqua potrebbe risultare, anche per la particolare conformazione topografica dell'area stessa, ben maggiore in

termini di valore economico dei beni danneggiati e di presumibile danno alle persone di quella tipica delle altre zone della vallata.

Nelle verifiche idrauliche è stata posta particolare attenzione ai tratti in curva, controllando che il sovrizzo del pelo libero che si determina a seguito dell'inclinazione trasversale della superficie libera risulti inferiore al franco di sicurezza disponibile nella sezione stessa.

Nel tronco di alveo oggetto della presente progettazione esecutiva si riscontra la presenza di numerose curve; le situazioni di maggior interesse ai fini della suddetta verifica idraulica sono costituite dalla curva presente tra le sezioni 15 e 16, che presenta un raggio di curvatura R pari a 23,80 m ed un angolo al centro α pari a 40.45° , dalla curva compresa tra le sezioni 17 e 20, il cui raggio di curvatura è pari a 59,74 m e l'angolo al centro è pari a 69.71° , e dalla curva compresa tra le sezioni 24 bis e 29 composta da due archi di cerchio, il primo avente $R=29,37$ m ed $\alpha=123.42^\circ$ e il secondo $R=41,11$ m e $\alpha=40.77^\circ$. Le rimanenti curve del tratto di progetto presentano raggi di curvatura molto maggiori e determinano pertanto sovrizzi del pelo libero più ridotti. Va segnalata invece la presenza della curva compresa tra le sezioni 34 e 35, che non è stata esaminata in questa sede in quanto tale tratto non è interessato dalla presente progettazione esecutiva e che andrà quindi eventualmente verificata nelle successive fasi progettuali.

Applicando le formule empiriche disponibili per il calcolo del sovrizzo in curva per correnti veloci, per la curva compresa tra le sezioni 24 bis e 29, considerando il raggio di curvatura del primo tratto $R=29,37$ m che corrisponde alla situazione più sfavorevole, si è ottenuto, per i valori delle grandezze idrauliche caratteristiche del deflusso che si verificano nello scenario relativo al transito di una portata pari a quella stimata per l'evento del giugno 1996, un'altezza massima riferita al fondo di 4,94 m, che quindi si può considerare contenuta all'interno della sezione disponibile considerando che questa risulta delimitata sul lato esterno della curva da roccia riprofilata; in corrispondenza dello stesso scenario di evento, nella curva compresa tra le sezioni 17 e 20 l'inclinazione trasversale del pelo libero determina un'altezza massima riferita al fondo alveo di 4,23 m, che risulta minore dell'altezza del muro di sponda in progetto che è di 5,00 m.

Invece per il tratto d'alveo compreso tra le sezioni 15 e 16 si ha un tirante idrico massimo di 5,19 m che risulta superiore alla sommità delle difese in scogliera attualmente esistenti in sponda sinistra che non sono state modificate nell'ambito della oresente progettazione. Ciò indica chiaramente l'opportunità di adeguare tali difese in scogliera nelle successive fasi progettuali, soprattutto in ragione della necessità di salvaguardare l'integrità della strada comunale che corre in fregio all'alveo.

5. VERIFICHE DI STABILITA' ESTERNA DEI MURI IN PROGETTO

5.1 Generalità

Nel presente paragrafo sono illustrate le verifiche di stabilità dei muri di sponda. Si tratta di manufatti realizzati in calcestruzzo armato, rivestiti in pietrame nelle parti in vista per esigenze di inserimento ambientale, realizzati secondo le sezioni tipo riportate in allegato CCPE 3107. Le verifiche di stabilità sono state condotte prescindendo dall'eventuale contributo alla resistenza apportato dalla presenza del pietrame di rivestimento e considerando quindi quale sezione resistente a base del calcolo quella costituita dalla sola parte del muro in calcestruzzo.

Nelle verifiche si è tenuto conto dei carichi e sovraccarichi permanenti ed accidentali che interessano il muro di sponda nell'assetto finale della sistemazione della zona. Infatti, come già indicato in precedenza, nell'assetto futuro dell'area industriale-artigianale è prevista la realizzazione di rilevati, che dovranno essere sostenuti da sottostanti muri di sponda, la presenza dei quali è stata considerata ai fini dei calcoli statici di seguito descritti.

5.2. Stabilità del muro

Il muro è costituito da un manufatto in calcestruzzo armato, collegato alla roccia sottostante da tondini di acciaio ad aderenza migliorata di tipo FeB44K, inseriti in appositi fori sigillati con malta espansiva al fine di migliorare la stabilità allo scorrimento. La geometria del muro è rappresentata in Figura 4.

Ai fini dell'analisi di stabilità sono state individuate due sezioni tipo. La prima (tipo A) si riferisce al muro di sponda che si sviluppa in destra idraulica a monte della confluenza dell'Oreto nel Vezza (tra la sezione 2 e la sezione 7bis), che svolge funzione di sostegno al piede del rilevato di futura realizzazione su cui dovrà essere ubicato il campo sportivo. La seconda tipologia (tipo B) si riferisce al muro che si sviluppa in corrispondenza del meandro e si estende in destra idraulica tra la sezione 13 e la sezione 24 bis e in sinistra idraulica tra la sezione 17 bis, ove ha termine una scogliera già esistente, e la sezione 34. Questo secondo muro (tipo B) sostiene i rilevati su cui, sia in

destra idraulica esternamente al meandro, che in sinistra idraulica, internamente allo stesso, dovrà essere ubicata l'area industriale vera e propria.

Le due tipologie di muro mantengono la stessa sagoma ma differiscono tra loro per la diversa armatura, in relazione alla diversa sollecitazione che li interessa. Per entrambe le tipologie di muro si è effettuato il dimensionamento in relazione alla sezione più cimentata, in cui si ha la massima altezza del rilevato, che risulta essere la sezione 7 per il muro di tipo A e la sezione 30 per quello di tipo B. Tenuto conto delle tipologie di insediamento previste, oltre ai carichi indotti dalla presenza del rilevato, per il dimensionamento del muro è stato considerato anche un sovraccarico permanente di entità pari a 10 t/m^2 , uniformemente distribuito su tutta l'area dell'insediamento industriale-artigianale (muro di tipo B) e di 1 t/m^2 per il muro sottostante l'area del campo sportivo (muro tipo A).

Per tutte e due i tipi di sezioni (A e B) è previsto l'inserimento di fori di drenaggio sia nel corpo del muro (orizzontali), sia nella fondazione (verticali), al fine di garantire l'assenza della spinta idrostatica a monte del muro di sostegno, nonché l'eventuale sottospinta sulla fondazione. I tubi di drenaggio saranno del diametro $\phi 125$, previsti in due file sulla parte in elevazione del muro e due sulla fondazione, in numero di 1 ogni 10 m per ciascuna fila, fra loro sfalsati, come indicato nei disegni di progetto. Inoltre, per assicurare in tutti i casi un efficiente drenaggio del terreno a monte del muro, si è prevista la stesa di uno strato di geotessuto drenante a tergo del muro. Per i medesimi motivi nella zona inferiore del riempimento a tergo del muro è previsto l'inserimento di un cuneo di ghiaietto monogranulare, delimitato sia lato muro che lato terreno da geotessuto, per un'altezza di 1.50 all'interno del quale corre una tubazione longitudinale $\phi 125$ opportunamente fessurata.

Alla luce di quanto appena esposto, è stata condotta la verifica statica del muro di sostegno, facendo riferimento ad un tratto di muro di lunghezza pari a 1 metro. In linea cautelativa, nonostante la presenza degli elementi di drenaggio garantisca l'assenza sia della sottospinta in fondazione che della spinta idrostatica a tergo del muro, quest'ultima è stata ugualmente messa in conto nelle verifiche di sicurezza.

Sono state effettuate le verifiche di stabilità al ribaltamento, allo scorrimento e allo schiacciamento, secondo quanto previsto nella normativa vigente (Norme tecniche per terreni, opere di sostegno, e fondazioni – D.M.LL.PP. 11 marzo 1988).

Per la caratterizzazione del terreno posto a tergo del muro di sostegno e del rilevato sovrastante sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche effettuata in situ, sono state utilizzate le seguenti caratteristiche:

γ_t	= 1.85 t/m ³	peso di volume del terreno a monte del muro;
c	= 0 Kg/m ²	coesione;
φ	= 32°	angolo d'attrito interno (angolo di resistenza al taglio);

Per il terreno di fondazione, costituito da roccia, sulla base delle risultanze della analisi geognostiche si è assunto:

$\gamma_{t,f}$	= 1.85 t/m ³	peso di volume del terreno a monte del muro;
φ_f	= 35°	angolo d'attrito interno (angolo di resistenza al taglio);

Si è inoltre assunto:

γ_{cls}	= 2.5 t/m ³	peso di volume del calcestruzzo armato.
----------------	------------------------	---

mentre l'angolo di attrito tra terreno e muro è stato assunto pari ai 2/3 dell'angolo di attrito interno del terreno.

L'effetto dello strato di terreno sovrastante, di altezza f pari a 8.09 m nella sezione 30 (tipo B) e 13.5 m nella sezione 7 (tipo A), è stato modellato assimilandolo ad un carico permanente uniformemente distribuito, agente sulla superficie orizzontale del terreno a monte del muro pari a

$$q_t = \gamma_t * f$$

La presenza degli insediamenti industriali e dei sovraccarichi stradali, come detto, è stata modellata assumendola pari ad un sovraccarico permanente uniformemente distribuito pari a:

$$q_s = 10 \text{ t/m}^2.$$

per la zona interessata dall'insediamento industriale; di conseguenza è questo il sovraccarico da assumere per il dimensionamento del muro posto in sezione 30 che rappresenta la situazione di carico più gravosa per la tipologia di muro B.

Per il muro di tipo A si è invece assunto, come detto, un sovraccarico permanente uniformemente distribuito pari a:

$$q_s = 1 \text{ t/m}^2.$$

Dalla combinazione dei due sovraccarichi risulta un sovraccarico complessivo uniforme pari a:

$$q_{tot} = 25.975 \text{ Kg/m}^2$$

per il muro di tipo A e

$$q_{tot} = 24.967 \text{ Kg/m}^2$$

per il muro di tipo B.

I carichi agenti sulla struttura sono quindi:

- Peso proprio della struttura (P_1 , P_2 e P_3 , forze stabilizzanti).
- Spinta attiva del terreno saturo a tergo del muro agente sulle parete verticali AC e IH (forza instabilizzante), S_1 .
- Spinta del terreno retrostante su AC e IH dovuta al sovraccarico determinato dalla presenza del rilevato sovrastante e del sovraccarico permanente, S_2 ; si tratta di forza instabilizzanti.
- Spinta dell'acqua sulle pareti verticali AC e IH (forza instabilizzante), S_3 .
- Spinte verticali sulla ciabatta IC dovute al peso dell'acqua (P_4) e del terreno immerso (P_5) sovrastanti il blocco di fondazione, nonché al sovraccarico dovuto al peso di rilevato sovrastante e ai carichi permanenti (P_6); si tratta di forze stabilizzanti.

Si trascura la spinta passiva sul lato FG a favore di sicurezza.

5.2.1 Muro di tipo A

Azioni stabilizzanti

Il peso dei diversi conci che compongono il manufatto ed i rispettivi momenti attorno all'estremità di valle della base G sono riportati nella Tabella seguente.

Nella stessa Tabella sono riportate le spinte verticali agenti sulla ciabatta IC dovute al peso dell'acqua (P_4) e del terreno immerso (P_5), nonché all'effetto del sovraccarico (P_6).

Forza	Modulo [Kg]	Braccio [m]	Momento [Kgm]
P_1	3375	2.55	8606
P_2	5063	2.10	10631
P_3	10000	2.00	20000
P_4	5850	3.350	19598
P_5	5850	3.350	19598
P_6	33768	3.350	113121

Azioni instabilizzanti

La spinta del terreno saturo immerso a valle del muro vale:

$$S_1 = \frac{1}{2}(\gamma_{sat} - \gamma_w)H^2 K_a$$

essendo γ_{sat} il peso specifico del terreno saturo γ_w quello dell'acqua, H l'altezza del muro, pari a 5.5, e K_a il coefficiente di spinta attiva, valutabile come:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

Detta spinta si considera inclinata rispetto all'orizzontale dell'angolo di attrito terra-muro, ed ha quindi le componenti orizzontale e verticale, $S_{1,h}$ e $S_{1,v}$, il cui modulo e braccio rispetto a G è indicato nella tabella seguente.

La spinta dell'acqua risulta perpendicolare al muro ed ha modulo:

$$S_2 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$$

Infine la spinta del terreno dovuta al sovraccarico vale:

$$S_3 = q_{tot} HK_a$$

e, risultando anch'essa inclinata dell'angolo di attrito terra-muro ha le componenti orizzontale e verticale, $S_{3,h}$ e $S_{3,v}$, il cui modulo e braccio rispetto a G sono indicati nella tabella seguente.

Forza	Modulo [Kg]	Braccio [m]	Momento [Kgm]
$S_{1,h}$	4329	1.833	7936
$S_{1,v}$	1691	2.700	4565
S_2	15125	1.833	27729
$S_{3,h}$	40888	2.750	112442
$S_{3,v}$	15969	2.700	43116

Verifica al ribaltamento

Il coefficiente di sicurezza relativo al ribaltamento si ricava come rapporto tra i momenti stabilizzanti M_S e quelli ribaltanti M_R rispetto a G.

Si ha:

$$M_S = 239235 \text{ Kgm}$$

$$M_R = 148107 \text{ Kgm}$$

$$v_R = \frac{M_S}{M_R} = 1.615$$

superiore perciò al valore minimo ammissibile (1.50).

Verifica allo scorrimento

Il coefficiente di sicurezza relativo allo scorrimento si ricava da un equilibrio alla traslazione lungo la superficie inferiore della fondazione, lungo la quale si sviluppa attrito per effetto della risultante delle forze verticali F_V . Tale resistenza di attrito (R_{attr}) va ad opporsi all'azione instabilizzante esercitata dalla risultante delle forze orizzontali F_H . Si ha:

$$F_V = 81565 \text{ Kg}$$