

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI
BOLOGNA
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA
EDILE-ARCHITETTURA

LABORATORIO DI COSTRUZIONI DI STRADE,
FERROVIE ED AEROPORTI

RELAZIONE TECNICA

PROF. ING. G. DONDI
PROF. ING. A. SIMONE



STUDENTI:

GENOVESE GIUSEPPE - 0000275709
LUCCARINI FEDERICO - 0000277834
MAGNANI MARCO - 0000279881
TATTINI ELENA - 0000276281

ANNO ACCADEMICO 2010/2011

Relazione Tecnica

Progetto Strada Tipo C2

Per redigere il progetto di un breve tratto di strada nella zona collinare della provincia di Brescia-Como si è resa necessaria l'analisi di una carta a curve di livello in scala 1:2000 con equidistanza di ml 0.50.

Per la realizzazione del breve tratto di strada di collegamento, in base alla limitata intensità di traffico, in fase di progetto sono stati utilizzati i seguenti dati :

- pendenza massima del 7%;
- raggio minimo delle curve di 120 m (comunque sempre >40 m anche con in ambito montuoso);
- velocità di progetto di 60-100 km/h;
- strada di C2 tipo (larghezza di 2x3,50 m + Banchine di 1,25 m)

La nuova strada si estende dalla quota 330 m a quota 313m.

La lunghezza totale della strada da progetto finale risulta: 505,60 ml

1.TRACCIOLINO

Dovendo rispettare una pendenza massima del 7% e dato che la spaziatura delle curve di livello non è uniforme si procede con la realizzazione del tracciolino, una spezzata a pendenza costante che congiunge il punto di partenza A con il punto di arrivo B. Questa rappresenta il tracciato ideale che congiunge i due punti con una pendenza costantemente pari a quella massima prefissata, realizzando così la condizione di rendere minima la lunghezza del tracciato.

Poiché il tracciato definitivo potrebbe risultare leggermente più corto del tracciolino, si preferisce disegnare quest'ultimo con una pendenza leggermente inferiore (del 3%).

Il disegno sarà eseguito considerando che esso dovrà svilupparsi superando il dislivello tra un'isoipsa e la successiva con pendenza costante pari al 3%. Essendo e il dislivello tra due isoipse adiacenti pari a 0.5 m, la lunghezza d dei tratti che compongono il tracciolino tra due isoipse è uguale a:

$$d = 0,5/0.03 = 16,6 \text{ ml}$$

Passando quindi da una curva di livello alla successiva è stato sufficiente creare circonferenze sul punto di partenza e con apertura pari a 16,6 ml per determinare il punto successivo.

Sono state realizzate due possibilità delle quali solo una è sembrata più adatta al raggiungimento dell'obiettivo perché meno tortuosa, con rettifili più lunghi e meglio congiungente B con A.

2.POLIGONALE D'ASSE, RETTIFICA DEL TRACCIOLINO

Il tracciolino, non potendo rappresentare il tracciato definitivo visto il numero elevato di tratti rettilinei è stato sostituito con una spezzata formata da lati più lunghi, detta poligonale d'asse, che una volta raccordata con curve circolari e tornanti e una volta effettuati i raccordi con strade esistenti rappresenterà l'asse definitivo della strada.

In questa fase si è cercato di non allontanare troppo l'asse dal tracciolino, perché altrimenti i riporti e gli sterri di terreno in tali zone risulterebbero eccessivi.

I tratti rettilinei sono 2 e secondo le norme del C.N.R. del 1980 devono avere una lunghezza massima di non superiore al valore:

$$L_{r,max} = (20-22) \cdot v = 22 \cdot 100 = 2.200 \text{ m}$$

e non inferiore (per consentire i sorpassi) al valore:

$$L_{r,min} = (5-5,5) \cdot v = 5,5 \cdot 100 = 550 \text{ m}$$

(dove v è la velocità di progetto espressa in km/h), per uno sviluppo totale di 200,83 m che sulla lunghezza totale della strada rappresentano il 40% dello sviluppo dell'intero tracciato.

Per raccordare i tratti rettilinei sono stati inseriti dei tratti circolari aventi raggi di curvatura e pendenze trasversali diversi a seconda delle esigenze progettuali.

Come si vede dalla tabella "Raggi Minimi" (norme C.N.R. 1980), per una strada di tipo C2 è richiesto un raggio minimo di 118 m. Nel progetto, a favore di sicurezza e per migliorare le condizioni di guida, si è comunque mantenuto un raggio minimo di 120 m.

Il raggio minimo da assegnare ad una curva planimetrica, in funzione di una prefissata velocità di progetto, viene determinata in base a due diverse considerazioni:

stabilità del veicolo in curva, visibilità in curva.

Il calcolo del raggio minimo viene effettuato con la seguente formula:

$$1) \quad R = R_{min} = \frac{v^2}{g(f_T + j)}$$

che tiene conto dell'equilibrio dinamico del veicolo; inoltre bisogna garantire la visibilità in curva tenendo presente il valore della distanza di arresto (D_a) ed eventualmente quella di sorpasso (D_s).

La relazione che soddisfa questa seconda condizione è la seguente:

$$2) \quad s = R(1 - \cos D/2R) \quad D = \text{distanza di sicurezza}$$

Il valore di D varia a seconda se si voglia consentire o meno il sorpasso in curva. Se il sorpasso è consentito allora $D = \text{distanza minima per il sorpasso} = 5-5.5 V_{max}$. Se il sorpasso non è consentito D deve essere almeno uguale a due volte D_a .

N.B. In generale il valore di D viene assunto pari al doppio di D_a , allo scopo di evitare la collisione con un veicolo marciante in senso opposto che abusivamente abbia occupato la corsia ad esso vietata. Tuttavia, per ragioni di carattere economico e considerando la scarsa importanza del tipo di strada (VI), allo scopo di non pervenire tramite la 2) a valori eccessivi del R_{min} è stata assunta $D = D_a$. Sempre per ragioni di economicità, in alcuni casi, non è stato rispettato il valore del R_{min} affinché la poligonale d'asse non si discostasse di molto dal tracciolino a uniforme pendenza, evitando grossi volumi di scavo e di riporto.

La poligonale d'asse si di progetto si presentava quindi con 2 rettifili che sono stati uniti con 5 curve, di raggio 120 e 200 ml.

Dopo aver raccordato i rettifili si è passato alla formazione della planimetria generale, nella quale sono state fissate 10 sezioni trasversali.

Definito il tracciato planimetrico della strada si deve progettare anche l'andamento altimetrico della strada stessa, che non può certamente seguire quello del terreno a causa delle continue variazioni di pendenza che ne risulterebbero. Si è proceduto allora con la realizzazione del profilo longitudinale.

3.PROFILO LONGITUDINALE

IL profilo longitudinale può essere teoricamente inteso come lo sviluppo su foglio di carta della superficie generata dal movimento lungo l'asse stradale di una verticale che trasla parallelamente a se stessa. Per disegnare il profilo l'asse stradale è stato suddiviso in 10 sezioni numerate progressivamente.

Poiché i dislivelli tra i vari punti sono sempre molto piccoli rispetto alle distanze da rappresentare, per una migliore leggibilità le altezze sono riportate in scala 1:100 e le distanze in scala 1:1000.

Esso è composto dal profilo del terreno, chiamato *profilo nero*, disegnato determinando la quota dei punti dell'asse stradale in corrispondenza delle varie sezioni tracciate sulla planimetria. Questa quota è stata calcolata mandando la linea di massima pendenza e misurando le distanze tra il punto considerato e la curva di livello inferiore e tra le due isoipse.

Risultando piuttosto irregolare l'andamento del profilo nero è stato rettificato con il profilo di progetto, il cosiddetto *profilo rosso*, mediante tratti più o meno lunghi a pendenza costante: le *livellette*.

Quest'ultime sono state realizzate adottando i seguenti criteri:

- gli sterri compensano approssimativamente i riporti, in modo da ridurre i costi;
- le livellette non devono essere troppo corte;
- le variazioni di livelletta sono da evitare all'interno di una curva o di un rettifilo, cercando di inserirle nei punti di tangenza delle curve;
- evitare brusche variazioni di pendenza tra una livelletta e l'altra ;
- utilizzare pendenze massime del 2-3% in corrispondenza dei tornanti;
- utilizzare pendenze massime del 3-5% in corrispondenza dei ponti;

Inoltre il profilo longitudinale è composto da una tabella contenente:

- numero identificativo delle sezioni;
- distanze parziali e progressive;
- quote di terreno e di progetto;
- andamento planimetrico (che mette in evidenza la successione dei rettifili e delle curve mediante tratti sfalsati).

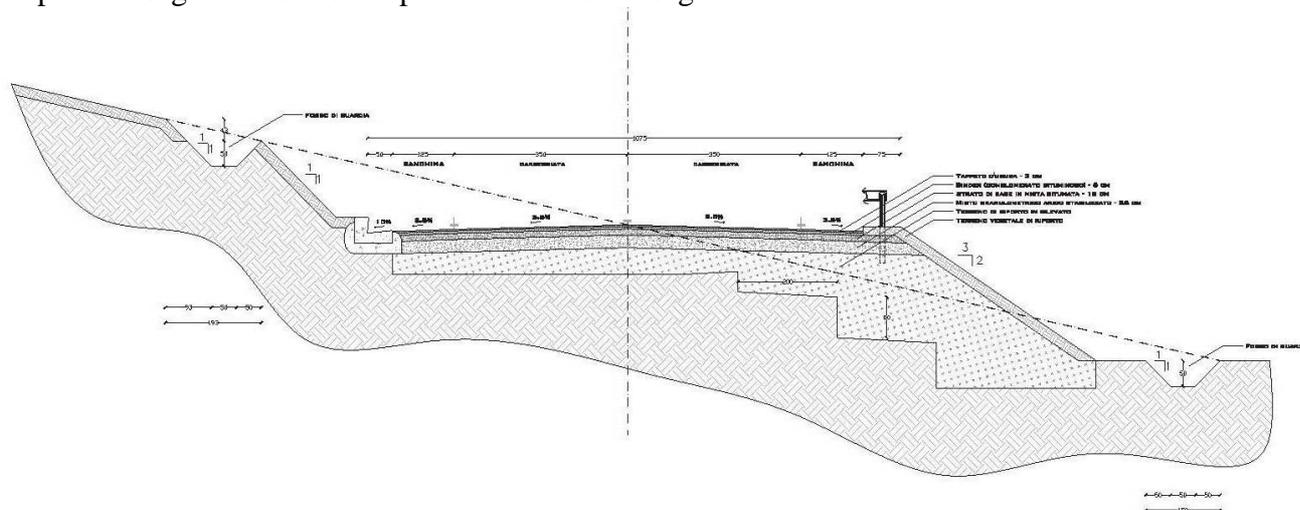
Infine vengono rappresentate graficamente in corrispondenza di ogni sezione le quote rosse (differenza tra quote di progetto e quelle di terreno), e vengono inserite le pendenze e le lunghezze relative tra una variazione di livelletta e l'altra.

Si è ritenuto opportuno inserire 3 livellette, una dalle sezioni 1-51 con pendenza del 3,32%, un'altra tra le sezioni 51-93 con pendenza 1,66%, e la terza tra le sezioni 93-124 che presenta pendenza pari a 5,08%.

Da ciò si è notato che la massima ordinata di riporto si trova in corrispondenza della sezione n° 78 ed è di 5,50 ml, mentre la massima ordinata di scavo è quella della sezione n° 94 ed è di 2,40 ml.

4.LA SEZIONE TIPO

Si riporta di seguito la sezione tipo a mezza costa disegnata:



Nella tavola della sezione tipo viene rappresentata una sezione campione definita tipo o guida, nella quale vengono rappresentati tutti i vari particolari riguardante l'opera stradale come la pavimentazione, il guard rail, le cunette e gli arginelli, i dossi e le scarpe in sterro e in riporto, con ingrandimento dei particolari più interessanti.

Gli strati del pacchetto stradale sono i seguenti (in ordine dal più profondo al più superficiale):

- terreno di riporto in rilevato
- misto granulometrico arido stabilizzato ($s = 25$ cm)
- strato di base in misto bitumato ($s = 12$ cm)
- binder – conglomerato bituminoso ($s = 5$ cm)
- tappeto d'usura ($s = 3$ cm)

Infine, a lato, sul terreno che costituisce il rilevato, è stato posizionato a copertura uno strato di terreno vegetale di riporto.

5.CALCOLO DEI VOLUMI

A questo punto la strada è completamente definita, sia dal punto di vista planimetrico che altimetrico. Si è operato quindi con il calcolo dei volumi, comprendente:

- determinazione delle sezioni trasversali e calcolo dei volumi;
- elaborazione del profilo delle aree;

5.1.Sezioni trasversali

Queste permettono di determinare sia l'ingombro effettivo della sede stradale, sia l'entità dei movimenti di terra, cioè degli sterri e dei riporti, sia la necessità di eseguire opere particolari come la terra armata, in corrispondenza di certi tratti della strada.

Le sezioni sono state disegnate in scala 1:100, senza considerare la pendenza trasversale della strada e come se fossero viste da un ipotetico osservatore che percorre la strada a ritroso.

Sulle tracce delle sezioni indicate in planimetria si individuano due punti, posti a una certa distanza dall'asse, dei quali si determina la quota. Tali punti sono stati riportati assumendo una linea di riferimento posta a quota opportuna e sono stati congiunti con il punto in corrispondenza dell'asse, la cui quota è stata calcolata per il tracciamento del profilo longitudinale. Per questo calcolo si è

considerata uniforme la pendenza del terreno lungo le linee di massima pendenza, e la linea della traccia delle sezioni che risulta irregolare è stata approssimata con una spezzata.

Sono state considerate le scarpate con pendenza di 3:2 fino ad intercettare il terreno nel caso delle sezioni in rilevato o mezzacosta. Le cunette sono state dimensionate con una larghezza di 1,50 ml e una profondità di 0,50 ml.

Su 10 sezioni di analisi, tutte e 10 sono a mezzacosta presentando parti di sterro e parti di riporto. Le parti di sterro sono state indicate con un retino solid grigio, quelle di riporto sono state indicate con un tratteggio a 45°.

Con uno spessore maggiore è stato indicato il profilo del terreno e per ognuna sono state indicate le quote di terreno, di progetto e la larghezza di occupazione della scarpata.

Successivamente si sono posizionati i muri di sostegno i quali sono stati prima opportunamente dimensionati e verificati.

5.2.Profilo delle aree e calcolo dei volumi

Una volta conclusa la formazione del quaderno delle sezioni trasversali, ed il calcolo delle relative aree, si può procedere alla determinazione del volume del solido stradale cioè quel solido delimitato dal piano di campagna, dalla piattaforma, dalle scarpate e dalle due sezioni estreme del tronco considerato. Con la determinazione dei volumi del solido stradale si vengono a conoscere i quantitativi di terra da scavare, cioè il volume complessivo di sterro, e il volume totale di tutti i rilevati. Gli elementi necessari a questo calcolo andranno desunti in parte dal profilo longitudinale (distanze), in parte dal quaderno delle sezioni (aree parziali e complessive delle sezioni stesse). La ricerca della misura dei volumi di sterro e di riporto, sarà il primo passo, al quale poi seguirà lo studio dei movimenti di terra, a cui tale masse dovranno essere assoggettate; questo studio andrà fatto sulla scorta di un elaborato chiamato profilo di Bruckner. Per poter costruire il profilo di Bruckner sono dovuta passare attraverso la costruzione di un elaborato intermedio chiamato diagramma delle masse. Considerando il solido stradale come un prismoide con basi coincidenti con le sezioni trasversali estreme, è possibile calcolare il volume del solido stradale compreso tra due sezioni omogenee (ambidue di sterro o di riporto) con la seguente formula:

$$V = (A1 + A2) / 2 \times D$$

dove per A1 e A2 intendo le aree delimitate da due sezioni consecutive, per D la distanza tra le due sezioni, se invece non ci dovessimo trovare di fronte a due sezioni omogenee bensì eterogenee il discorso prima citato sarà un po' diverso. Qualora ci si trovi in questo caso, con due sezioni consecutive eterogenee, la piattaforma stradale e le scarpate laterali intersecano il terreno in punti che appartengono tanto al solido stradale di progetto, quanto al terreno, e che uniti costituiscono la linea di passaggio tra sterro e riporto. La distanza tra una sezione e la linea di passaggio viene calcolata nel seguente modo:

$$(A_s + A_r) : D = A_s : ds \quad \text{da cui si ricava} \quad ds = D \times A_s / (A_s + A_r)$$

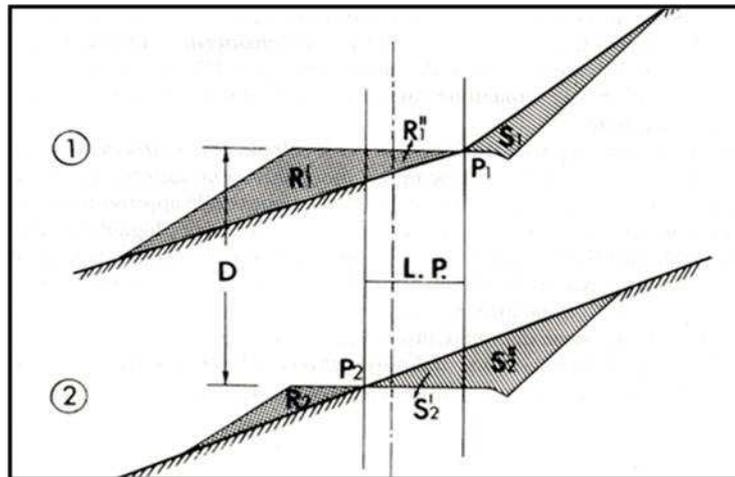
una volta calcolata la distanza <<d>> si procede alla determinazione del volume di sterro o di riporto:

$$V_s = (A_s + 0) / 2 \times ds$$

$$V_r = (A_r + 0) / 2 \times dr$$

La rappresentazione grafica dei volumi nelle varie sezioni dipende se la sezione è di sterro, di riporto o mista, in quanto considerando una linea retta orizzontale verranno disegnati sopra di essa sul punto di sezione i volumi di sterro, sotto di essa i volumi di riporto. Dopo aver accennato alla rappresentazione dei volumi passiamo a costruire il diagramma delle masse). Questo allegato consente al progettista lo studio in modo rapido dei movimenti dei terra, siano essi trasversali (paleggi) che longitudinali.

Nel nostro caso, sezione a mezzacosta, il solido stradale si trova tra due sezioni miste con punti di passaggio sfalsati. Per determinare il volume il corpo viene diviso in tre parti con due piani verticali paralleli all'asse della strada e passanti rispettivamente per P1 e P2.



Dall'immagine di riferimento si possono individuare quattro volumi:

- Un prisma di riporto a sinistra
- Due cunei al centro
- Un prisma di sterro a destra

Il volume del prisma di riporto è:

$$V'_R = \frac{R'_1 + R'_2}{2} \cdot D$$

Il volume del prisma di sterro è:

$$V'_S = \frac{S'_1 + S'_2}{2} \cdot D$$

Il volume dei cunei centrali è:

$$V''_R = \frac{R''_1}{2} \cdot d_R$$

$$\text{dove } d_R = \frac{D}{R''_1 + S'_2} \cdot R''_1$$

$$V''_S = \frac{S''_2}{2} \cdot d_S$$

$$\text{dove } d_S = \frac{D}{R''_1 + S'_2} \cdot S'_2$$

Il volume totale di sterro è dato da:

$$V_S = V'_S + V''_S$$

Il volume totale di riporto è dato da:

$$V_R = V'_R + V''_R$$

Per ogni coppia di sezioni successive si riportano i calcoli effettuati sulla base delle sopracitate formule:

Sezioni 93-94

D=	13,95 m	VR'	36,06 m ³
R1'	3,12 m ²	VS'	496,83 m ³
R2=	2,05 m ²		
R1''=	0 m ²	dR=	0
S1=	33 m ²	VR''=	0 m ³
S2''=	38,23 m ²		
S2'=	0,05 m ²	dS=	13,95
		VS''=	0,35 m ³

VOLUME STERRO VS= 497,18 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 36,06 m³

Sezioni 94-96

D=	3,33 m	VR'	6,99 m ³
R1'	2,05 m ²	VS'	122,53 m ³
R2=	2,15 m ²		
R1''=	0 m ²	dR=	0
S1=	38,27 m ²	VR''=	0 m ³
S2''=	35,32 m ²		
S2'=	0,008 m ²	dS=	3,33
		VS''=	0,01 m ³

VOLUME STERRO VS= 122,54 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 6,99 m³

Sezioni 96-97

D=	4,86 m	VR'	13,97 m ³
R1'	2,15 m ²	VS'	163,64 m ³
R2=	3,6 m ²		
R1''=	0 m ²	dR=	0
S1=	35,24 m ²	VR''=	0 m ³
S2''=	32,1 m ²		
S2'=	0,08 m ²	dS=	4,86
		VS''=	0,19 m ³

VOLUME STERRO VS= 163,83 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 13,97 m³

Sezioni 97-98

D=	4,18 m	VR¹=	21,88 m³
R1¹=	3,61 m²	VS¹=	122,04 m³
R2=	6,86 m²		
R1²=	0,06 m²	dR=	0,643077
S1=	31,77 m²	VR²=	0,019292 m³
S2²=	26,62 m²		
S2¹=	0,33 m²	dS=	3,536923
		VS²=	0,69 m³

VOLUME STERRO VS= 122,72 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 21,90 m³

Sezioni 98-100

D=	5,72 m	VR¹=	44,59 m³
R1¹=	6,92 m²	VS¹=	167,48 m³
R2=	8,67 m²		
R1²=	0 m²	dR=	0
S1=	26,38 m²	VR²=	0 m³
S2²=	32,18 m²		
S2¹=	0,24 m²	dS=	5,72
		VS²=	0,69 m³

VOLUME STERRO VS= 168,17 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 44,59 m³

Sezioni 100-102

D=	5,08 m	VR¹=	61,65 m³
R1¹=	8,67 m²	VS¹=	140,08 m³
R2=	15,6 m²		
R1²=	0,28 m²	dR=	1,82359
S1=	31,68 m²	VR²=	0,255303 m³
S2²=	23,47 m²		
S2¹=	0,5 m²	dS=	3,25641
		VS²=	1,27 m³

VOLUME STERRO VS= 141,35 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 61,90 m³

Sezioni 102-106

D=	8,06 m	VR¹=	141,78 m³
R1¹=	15,88 m²	VS¹=	149,92 m³
R2=	19,3 m²		
R1²=	0,76 m²	dR=	3,441348
S1=	22,45 m²	VR²=	1,307712 m³
S2²=	14,75 m²		
S2¹=	1,02 m²	dS=	4,618652
		VS²=	4,11 m³

VOLUME STERRO VS= 154,03 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 143,08 m³

Sezioni 106-108

D=	3,07 m	VR¹=	52,28 m³
R1¹=	20,06 m²	VS¹=	34,05 m³
R2=	14 m²		
R1²=	0 m²	dR=	0
S1=	14,65 m²	VR²=	0 m³
S2²=	7,53 m²		
S2¹=	0,1 m²	dS=	3,07
		VS²=	0,15 m³

VOLUME STERRO VS= 34,20 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 52,28 m³

Sezioni 108-109

D=	5,71 m	VR¹=	79,25 m³
R1¹=	14 m²	VS¹=	41,20 m³
R2=	13,76 m²		
R1²=	0 m²	dR=	0
S1=	7,53 m²	VR²=	0 m³
S2²=	6,9 m²		
S2¹=	0,04 m²	dS=	5,71
		VS²=	0,11 m³

VOLUME STERRO VS= 41,31 m³

VOLUME RIPOORTO VR= 79,25 m³

6.CONCLUSIONI

Il progetto in esame risulta abbastanza semplice nella sua realizzazione e comporta oneri tecnici ed economici abbastanza contenuti.

In allegato sono presentati i computi metrici estimativi dell'opera stradale e delle opere d'arte di sostegno in CLS armato.

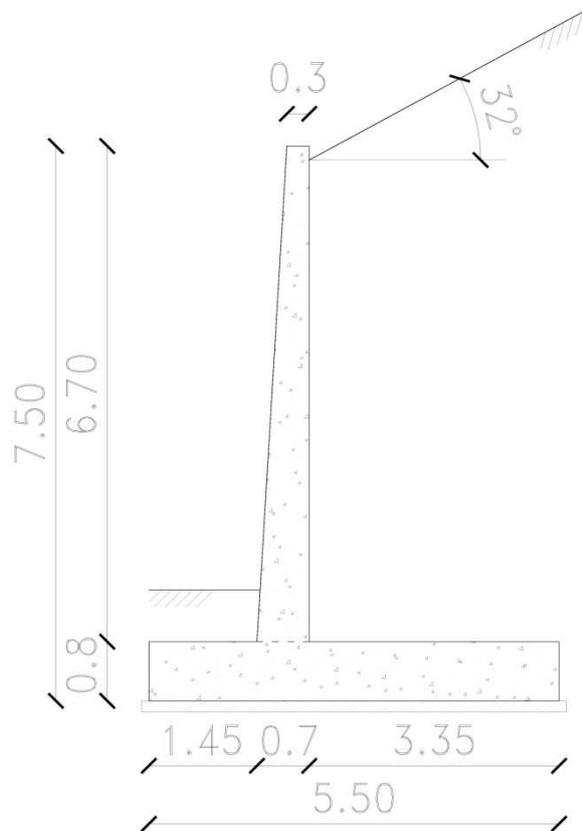
Le caratteristiche di fattibilità ed economicità dell'opera sono state le guide che hanno portato ad alcune scelte piuttosto che ad altre.

Tutti gli aspetti non direttamente esposti in questa relazione sono comunque stati presi in considerazione durante le fasi di studio delle varie soluzioni progettuali.

Da tenere conto anche considerazioni di impatto ambientale sulle aree attraversate dalla strada visto il contesto collinare a scarsa urbanizzazione.

Per quanto non detto nella presente relazione si rimanda agli elaborati grafici.

ALLEGATO A
VERIFICHE DI STABILITÀ DEL MURO DI SOSTEGNO



PARAMETRI GEOTECNICI:

$\phi' = 32^\circ$ (angolo di attrito interno del terreno)

$\gamma' = 1800 \text{ daN/m}^3$ (peso specifico del terreno caricato dal muro di sostegno)

$f = \text{tg } \phi' = 0.62$ (coefficiente di attrito)

$c' = 0 \text{ daN/cm}^2$ (coesione)

$\varepsilon = 32^\circ$ (pendenza dell'estradosso del terreno a monte del muro)

CARATTERISTICHE DEL MURO:

$\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$

$H_{\text{tot}} = 7.50 \text{ m}$

$L_{\text{fond}} = 5.50 \text{ m}$

W_p = peso della parete del muro

V_p = volume della parete considerando una profondità unitaria

$$V_p = \frac{(0.7+0.3) \cdot 6.70}{2} = 3.35 \text{ m}^3$$

$$W_p = \gamma_{cls} \cdot V_p = 2500 \cdot 3.35 = 8375 \text{ daN}$$

W_f = peso della fondazione del muro

V_f = volume della fondazione considerando una profondità unitaria

$$V_f = 5.50 \cdot 0.8 = 4.40 \text{ m}^3$$

$$W_f = \gamma_{cls} \cdot V_f = 2500 \cdot 4.40 = 11000 \text{ daN}$$

W_m = peso totale del muro

$$W_m = w_p + w_f = 8375 + 11000 = 19.375 \text{ daN}$$

W_t = peso del terreno imbarcato dal muro

V_t = volume di terreno imbarcato per un tratto di profondità unitaria

$$V_t = \frac{3.35 \cdot (6.51 + 8.34)}{2} = 24.88 \text{ m}^3$$

$$W_t = \gamma' \cdot V_t = 1800 \cdot 24.88 = 44784 \text{ daN}$$

1. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

APPROCCIO 1, COMBINAZIONE 1:

W_{md} = peso totale di calcolo del muro

$\gamma_{G1} = 1.0$ (per carichi permanenti, favorevoli alla stabilità del muro, secondo la categoria A1)

I coefficienti della categoria A1 sono quelli utilizzati nella prima combinazione di carico, quella più gravosa nei confronti del dimensionamento strutturale dell'opera, infatti in essa si incrementano i carichi e si lasciano invariate le resistenze del terreno.

$$W_{md} = \gamma_{G1} \cdot W_m = 1.0 \cdot 19375 = 19375 \text{ daN}$$

W_{td} = peso di calcolo del terreno imbarcato

$$W_{td} = \gamma_{G1} \cdot W_t = 1.0 \cdot 44784 = 44784 \text{ daN}$$

Si calcola ora la somma dei carichi verticali permanenti favorevoli alla stabilità del muro di sostegno nei confronti dello scorrimento:

$$N_{\text{perm.fav}} = W_{md} + W_{td} = 19375 + 44784 = 64159 \text{ daN}$$

Si procede ora al calcolo della spinta che il terreno esercita sul paramento di monte:

S_a = spinta attiva

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2$$

I coefficienti della categoria M1, relativa alla prima combinazione di carico, sono i seguenti:

$$\gamma_\phi = 1.00 \quad \gamma_\gamma = 1.00$$

$$\text{tg}(\phi_d) = \frac{\text{tg}(\phi_k)}{\gamma_\phi} = \frac{0.62}{1.00} = 0.62$$

$$\phi_d = 32^\circ$$

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1.00} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

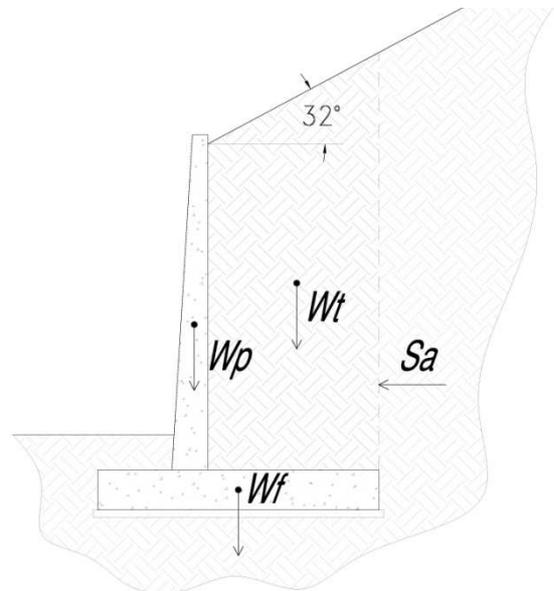
K_a = coefficiente di spinta attiva

Nel caso in cui la coesione del terreno sia nulla, $K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right)$

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2}\right) = K_a = \text{tg}^2(29^\circ) = 0.31$$

Carichi permanenti sfavorevoli alla stabilità del muro relativamente allo scorrimento dello stesso:

$$N_{\text{perm.sfav}} = S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0.31 \cdot 7.50^2 = 15693.75 \text{ daN}$$



Calcolo dell'azione stabilizzante (R_d):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_{perm,fav} \cdot tg \varphi_d) = \frac{1}{1.00} \cdot (64159 \cdot 0.62) = 39778.58 \text{ daN}$$

$\gamma_R = 1.00$ (coefficiente della categoria R1 per la verifica allo scorrimento)

Calcolo dell'azione instabilizzante (E_d):

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot N_{perm,sfav} = 1.30 \cdot 15693.75 = 20401.88 \text{ daN}$$

$\gamma_{G1} = 1.30$ (coefficiente della categoria A1, relativamente alle azioni permanenti sfavorevoli)

La verifica allo scorrimento è soddisfatta se è vera la seguente disuguaglianza:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{39778.58}{20401.88} = 1.95 > 1$$

La verifica allo scorrimento è soddisfatta, secondo la combinazione di carico 1.

APPROCCIO 1, COMBINAZIONE 2:

W_{md} = peso totale di calcolo del muro

$\gamma_{G1} = 1.00$ (per carichi permanenti, favorevoli alla stabilità del muro, secondo la categoria A2)

I coefficienti della categoria A2 sono quelli utilizzati nella seconda combinazione di carico, che risulta essere la più gravosa nei confronti del dimensionamento geotecnico dell'opera in quanto si riducono i valori caratteristici di resistenza del terreno e si lasciano invariati i carichi.

$$W_{md} = \gamma_{G1} \cdot W_m = 1.0 \cdot 19375 = 19375 \text{ daN}$$

W_{td} = peso di calcolo del terreno imbarcato

$$W_{td} = \gamma_{G1} \cdot W_t = 1.0 \cdot 44784 = 44784 \text{ daN}$$

La somma dei carichi verticali permanenti favorevoli alla stabilità del muro di sostegno nei confronti dello scorrimento risulta:

$$N_{perm,fav} = W_{md} + W_{td} = 19375 + 44784 = 64159 \text{ daN}$$

Si procede ora al calcolo della spinta che il terreno esercita sul paramento di monte:

S_a = spinta attiva

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2$$

I coefficienti della categoria M2, relativa alla combinazione di carico 2, sono i seguenti: $\gamma_\phi = 1.25$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$$tg(\phi_d) = \frac{tg(\phi_k)}{\gamma_\phi} = \frac{0.62}{1.25} = 0.50$$

$$\phi_d = 26.38^\circ$$

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1.00} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

K_a = coefficiente di spinta attiva

Nel caso in cui la coesione del terreno sia nulla, $K_a = tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right)$

$$K_a = tg^2\left(45^\circ - \frac{26.38^\circ}{2}\right) = K_a = tg^2(31.81^\circ) = 0.38$$

Carichi permanenti sfavorevoli alla stabilità del muro relativamente allo scorrimento dello stesso:

$$N_{perm,sfav} = S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0.38 \cdot 7.50^2 = 19237.50 \text{ daN}$$

Calcolo dell'azione stabilizzante (R_d):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_{perm, fav} \cdot tg \varphi_d) = \frac{1}{1.00} \cdot (64159 \cdot 0.50) = 34662.50 \text{ daN}$$

$\gamma_R = 1.00$ (coefficiente della categoria R2 per la verifica allo scorrimento)

Calcolo dell'azione instabilizzante (E_d):

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot N_{perm, sfav} = 1.00 \cdot 19237.50 = 19237.50 \text{ daN}$$

$\gamma_{G1} = 1.00$ (coefficiente della categoria A2, relativamente alle azioni permanenti sfavorevoli)

La verifica allo scorrimento è soddisfatta se è vera la seguente disuguaglianza:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{34662.50}{19237.50} = 1.80 > 1$$

La verifica allo scorrimento è quindi soddisfatta anche secondo la seconda combinazione di carico.

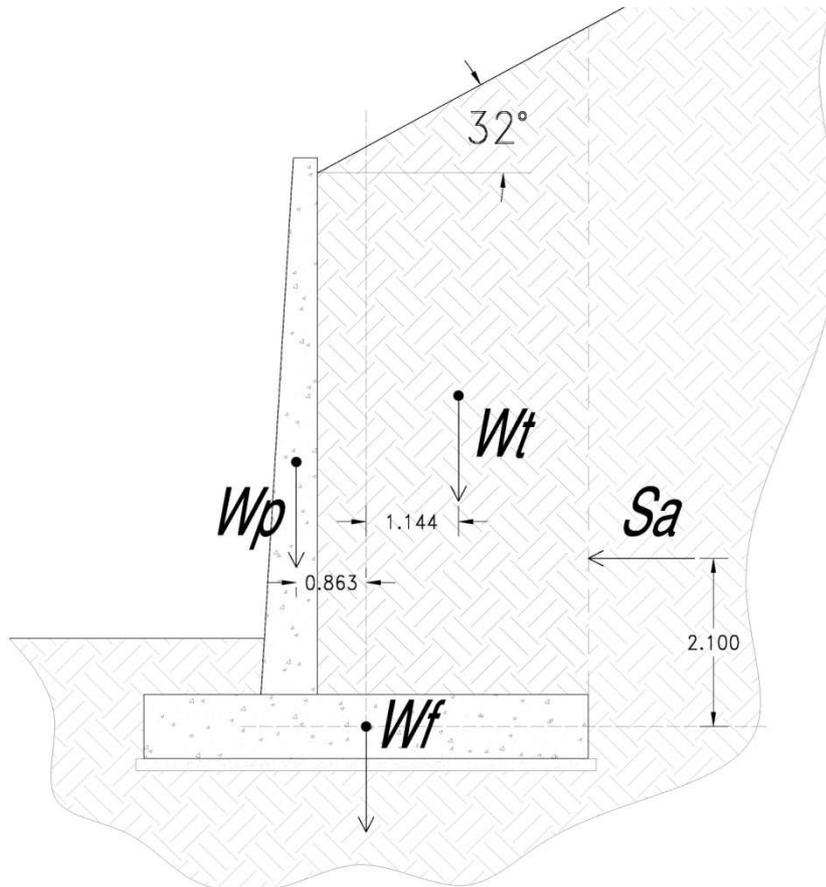
2. VERIFICA ALLA CAPACITÀ PORTANTE

APPROCCIO 1, COMBINAZIONE 1:

$\gamma_{G1} = 1.30$ (coefficiente della categoria A1, per azioni sfavorevoli, che forniscono quindi un contributo instabilizzante)

Risultante delle forze permanenti verticali di calcolo:

$$N_{rd} = \gamma_{G1} \cdot (W_p + W_t + W_f) = 1.30 \cdot (8375 + 11000 + 44784) = 1.30 \cdot 64159 = 83406.70 \text{ daN}$$



$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2$$

I coefficienti della categoria M1, relativa alla prima combinazione di carico, sono i seguenti:

$$\gamma_{\phi} = 1.00 \quad \gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\operatorname{tg}(\phi_d) = \frac{\operatorname{tg}(\phi_k)}{\gamma_{\phi}} = \frac{0.62}{1.00} = 0.62$$

$$\phi_d = 32^{\circ}$$

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_{\gamma}} = \frac{1800}{1.00} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

K_a = coefficiente di spinta attiva

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^{\circ} - \frac{32^{\circ}}{2}\right) = K_a = \operatorname{tg}^2(29^{\circ}) = 0.31$$

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0.31 \cdot 7.50^2 = 15693.75 \text{ daN}$$

Risultante delle forze orizzontali di calcolo:

$$H_{rd} = \gamma_{G1} \cdot S_a = 1.30 \cdot 15693.75 = 20401.87 \text{ daN}$$

I carichi trasmessi alla fondazione presentano una eccentricità; si avrà quindi un momento flettente rispetto alla fondazione stessa.

Momento calcolato rispetto al baricentro della fondazione:

$$M = \gamma_{G1} \cdot (-W_p \cdot b_{wp} + W_f \cdot b_{wf} + W_t \cdot b_{wt} - S_a \cdot b_a)$$

Le b rappresentano i bracci delle forze rispetto al baricentro della fondazione e in particolare valgono:

$$b_{wp} = 0.863 \text{ m}$$

$$b_{wf} = 0.00 \text{ m}$$

$$b_{wt} = 1.144 \text{ m}$$

$$b_a = 2.100 \text{ m}$$

$$M = 1.30 \cdot (-8375 \cdot 0.863 + 11000 \cdot 0 + 44784 \cdot 1.144 - 15693.75 \cdot 2.100) = \\ = 1.30 \cdot (-7227.63 + 51232.90 - 32956.88) = 14362.91 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

L'eccentricità della risultante delle forze risulta:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14362.91}{83406.70} = 0.172 \text{ m}$$

$$\frac{L_{fond}}{6} = \frac{5.50}{6} = 0.917 \text{ m}$$

Quindi risulta una eccentricità inferiore ad $1/6$ della larghezza totale della fondazione, questo equivale a dire che la risultante delle azioni verticali cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia della sezione di fondazione, che risulta pertanto interamente compressa.

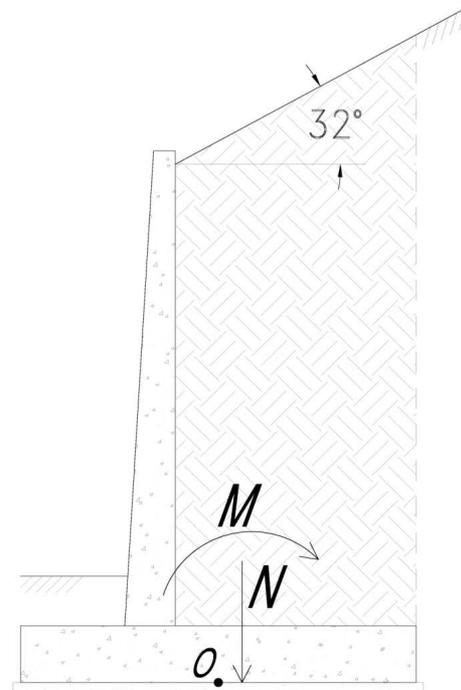
Si procede ora alla determinazione del carico limite unitario attraverso la formula di Terzaghi:

$$q_{lim} = N_c \cdot c \cdot s_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$

dato che ci troviamo in condizioni di terreno incoerente, il termine di coesione è nullo, e non contribuisce alla determinazioni della q_{lim} .

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \cdot e^{(\pi \cdot \operatorname{tg} \phi)} = \frac{1 + \operatorname{sen} 32^{\circ}}{1 - \operatorname{sen} 32^{\circ}} \cdot e^{(\pi \cdot \operatorname{tg} 32^{\circ})} = 23.17$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi = 2 \cdot (23.17 + 1) \cdot \operatorname{tg} 32^{\circ} = 30.21$$



D = 1.50 m (si considera l'altezza del terreno a valle del muro, a favore di sicurezza)

Si considera una fondazione rettangolare di base L = 5.50 m e lunghezza B = 1 m.

I coefficienti di forma per una sezione rettangolare valgono:

$$s_q = 1 + (0.2 \cdot B/L) = 1.04$$

$$s_\gamma = 1 - (0.3 \cdot B/L) = 0.95$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 5.50 \cdot 1800 \cdot 30.21 \cdot 0.95 + 1800 \cdot 1.50 \cdot 23.17 \cdot 1.04 = 207123.89 \text{ daN/m}^2$$

Azione stabilizzante:

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot A_f}{\gamma_R} = \frac{207123.89 \cdot 5.50}{1.00} = 1139181.40 \text{ daN}$$

$\gamma_R = 1.00$ (coefficiente della categoria R1 per la verifica della capacità portante della fondazione)

Azione in stabilizzante:

$$E_d = N_{Rd} = 83406.70 \text{ daN}$$

La verifica alla capacità portante del muro è soddisfatta se è vera la seguente disuguaglianza:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1139181.40}{83406.70} = 13.66 > 1$$

La verifica alla capacità portante è ampiamente soddisfatta secondo la prima combinazione di carico.

APPROCCIO 1, COMBINAZIONE 2:

$\gamma_{G1} = 1.00$ (coefficiente della categoria A2, per azioni sfavorevoli, che forniscono quindi un contributo instabilizzante)

Risultante delle forze permanenti verticali di calcolo:

$$N_{rd} = \gamma_{G1} \cdot (W_p + W_f + W_t) = 1.00 \cdot (8375 + 11000 + 44784) = 1.00 \cdot 64159 = 64159 \text{ daN}$$

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2$$

I coefficienti della categoria M2, relativa alla combinazione di carico 2, sono i seguenti: γ_ϕ

$$= 1.25 \quad \gamma_\gamma = 1.00$$

$$\text{tg}(\phi_d) = \frac{\text{tg}(\phi_k)}{\gamma_\phi} = \frac{0.62}{1.25} = 0.50$$

$$\phi_d = 25.57^\circ$$

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1.00} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

K_a = coefficiente di spinta attiva

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{25.57^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(32.22^\circ) = 0.63$$

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0.63 \cdot 7.50^2 = 31893.75 \text{ daN}$$

Risultante delle forze orizzontali di calcolo:

$$H_{rd} = \gamma_{G1} \cdot S_a = 1.00 \cdot 31893.75 = 31893.75 \text{ daN}$$

Momento calcolato rispetto al baricentro della fondazione:

$$M = \gamma_{G1} \cdot (-W_p \cdot b_{wp} + W_f \cdot b_{wf} + W_t \cdot b_{wt} - S_a \cdot b_a)$$

Le b rappresentano i bracci delle forze rispetto al baricentro della fondazione e in particolare valgono:

$$b_{wp} = 0.863 \text{ m}$$

$$b_{wf} = 0.00 \text{ m}$$

$$b_{wt} = 1.144 \text{ m}$$

$$b_a = 2.100 \text{ m}$$

$$M = 1.00 \cdot (-8375 \cdot 0.863 + 11000 \cdot 0 + 44784 \cdot 1.144 - 31893.75 \cdot 2.100) = \\ = 1.00 \cdot (-7227.63 + 51232.90 - 66976.88) = -22971.61 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

L'eccentricità della risultante delle forze risulta:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22971.61}{64159} = 0.36 \text{ m}$$

$$\frac{L_{fond}}{6} = \frac{5.50}{6} = 0.917 \text{ m}$$

Quindi risulta una eccentricità inferiore ad $1/6$ della larghezza totale della fondazione, questo equivale a dire che la risultante delle azioni verticali cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia della sezione di fondazione, che risulta pertanto interamente compressa.

Si procede ora alla determinazione del carico limite unitario attraverso la formula di Terzaghi:

$$q_{lim} = N_c \cdot c \cdot s_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$

dato che ci troviamo in condizioni di terreno incoerente, il termine di coesione è nullo, e non contribuisce alla determinazioni della q_{lim} .

$$N_q = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot e^{(\pi \cdot tg\varphi)} = \frac{1 + \sin 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} \cdot e^{(\pi \cdot tg 32^\circ)} = 23.17$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg\varphi = 2 \cdot (23.17 + 1) \cdot tg 32^\circ = 30.21$$

$D = 1.50 \text{ m}$ (si considera l'altezza del terreno a valle del muro, a favore di sicurezza)

Si considera una fondazione rettangolare di base $L = 5.50 \text{ m}$ e lunghezza $B = 1 \text{ m}$.

I coefficienti di forma per una sezione rettangolare valgono:

$$s_q = 1 + (0.2 \cdot B/L) = 1.04$$

$$s_\gamma = 1 - (0.3 \cdot B/L) = 0.95$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 5.50 \cdot 1800 \cdot 30.21 \cdot 0.95 + 1800 \cdot 1.50 \cdot 23.17 \cdot 1.04 = 207123.89 \text{ daN/m}^2$$

Azione stabilizzante:

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot A_f}{\gamma_R} = \frac{207123.89 \cdot 5.50}{1.00} = 1139181.40 \text{ daN}$$

$\gamma_R = 1.00$ (coefficiente della categoria R2 per la verifica della capacità portante della fondazione)

Azione in stabilizzante:

$$E_d = N_{Rd} = 64159 \text{ daN}$$

La verifica alla capacità portante del muro è soddisfatta se è vera la seguente disuguaglianza:

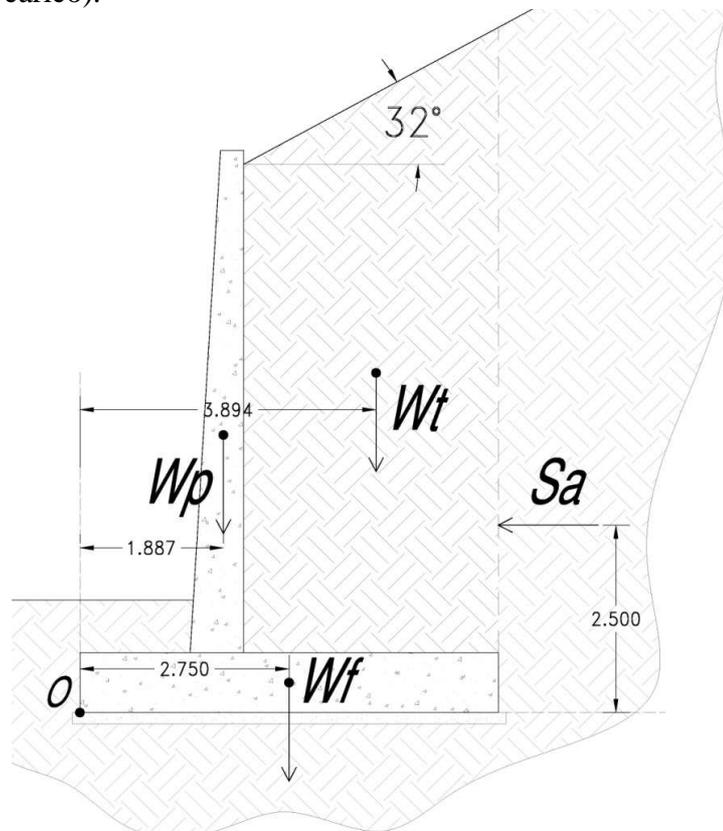
$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1139181.40}{64159} = 17.56 > 1$$

La verifica alla capacità portante è ampiamente soddisfatta anche secondo la combinazione di carico 2.

3. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio EQU e M2 (seconda combinazione di carico).



$\gamma_{G1} = 0.90$ (coefficiente della categoria A2, per azioni favorevoli)

Peso del muro:

$$W_{md} = W_{pd} + W_{fd} = \gamma_{G1} \cdot (W_p + W_f) = 0.90 \cdot (8375 + 11000) = 17437.50 \text{ daN}$$

Peso del terreno imbarcato:

$$W_{td} = \gamma_{G1} \cdot W_t = 0.90 \cdot 44784 = 40305.60 \text{ daN}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro:

$$M_{Wm} = W_{pd} \cdot b_{wp} + W_{fd} \cdot b_{wf} = 0.90 \cdot 8375 \cdot 1.887 + 0.9 \cdot 11000 \cdot 2.750 = 14223.26 + 27225 = 41448.26 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$b_{wp} = 1.887 \text{ m}$$

$$b_{wf} = 2.750 \text{ m}$$

$$b_{wt} = 3.894 \text{ m}$$

$$b_a = 2.500 \text{ m}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del terreno:

$$M_{Wt} = W_{td} \cdot b_{wt} = 0.9 \cdot 44784 \cdot 3.894 = 156950.00 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Azione stabilizzante:

$$R_d = M_{Wt} + M_{Wm} = 156950.00 + 41448.26 = 198398.27 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Si procede ora al calcolo della spinta che il terreno esercita sul paramento di monte:

S_a = spinta attiva

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2$$

I coefficienti della categoria M2, relativa alla combinazione di carico 2, sono i seguenti: γ_ϕ

$$= 1.25 \quad \gamma_\gamma = 1.00$$

$$\text{tg}(\phi_d) = \frac{\text{tg}(\phi_k)}{\gamma_\phi} = \frac{0.62}{1.25} = 0.50$$

$$\phi_d = 26.38^\circ$$

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1.00} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

K_a = coefficiente di spinta attiva

Nel caso in cui la coesione del terreno sia nulla, $K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right)$

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{26.38^\circ}{2}\right) = K_a = \text{tg}^2(31.81^\circ) = 0.38$$

$\gamma_{G1} = 0.90$ (coefficiente relativo alla categoria EQU per azioni favorevoli)

$$S_a = \gamma_{G1} \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 = 0.9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0.38 \cdot 7.50^2 = 17313.75 \text{ daN}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = S_a \cdot b_a = 17313.75 \cdot 2.500 = 43284.38 \text{ daN}$$

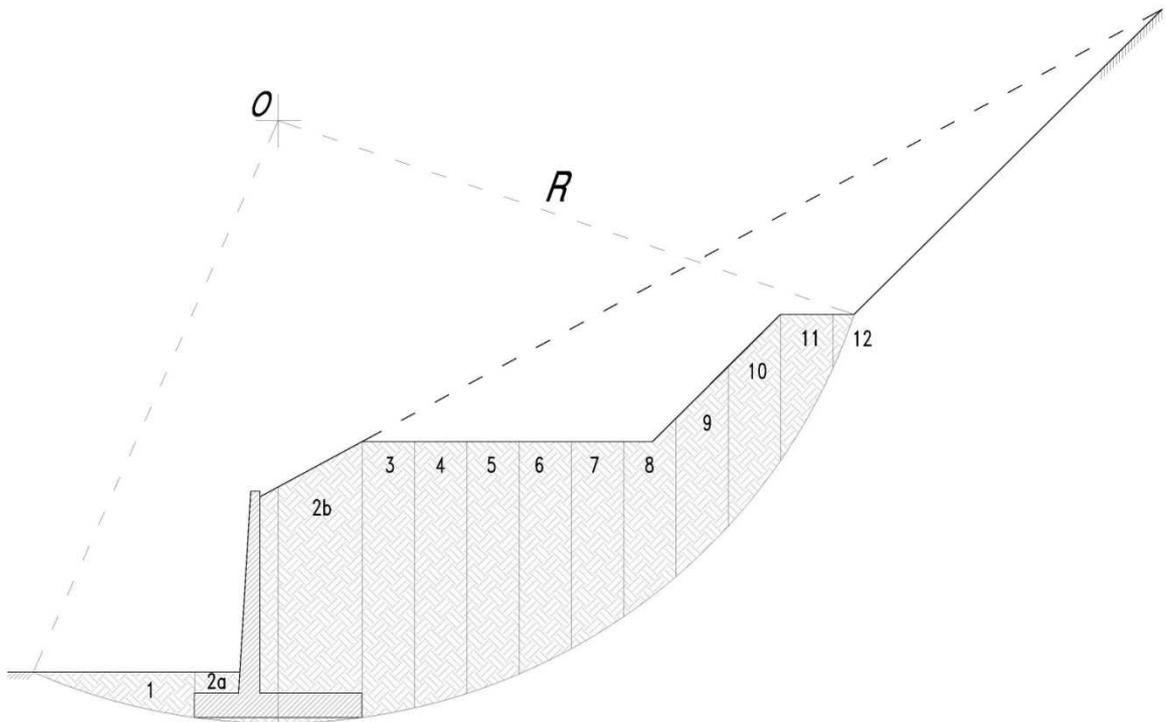
La verifica al ribaltamento del muro è soddisfatta se è vera la seguente disuguaglianza:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{198398.27}{43284.38} = 4.58 > 1$$

La verifica allo capacità portante è soddisfatta.

4. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO



Si fa notare che il terreno a monte dell'opera di sostegno è stato riprofilato per garantire la stabilità globale del muro. In questo modo i conci più a monte risultano molto più leggeri, quindi la componente instabilizzante della forza peso si riduce notevolmente rispetto alla componente stabilizzante.

APPROCCIO 1, COMBINAZIONE2:

L'azione stabilizzante si calcola come:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \sum_{i=1}^{12} \left[(N_{perm, fav} \cdot \gamma_{G1} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \frac{tg \varphi'_i}{\gamma_{\varphi'}} \right]$$

$\gamma_R = 1.10$ (coefficiente della categoria R2, relativo alle opere di materiali sciolti e fronti di scavo)

$\gamma_{G1} = 1.00$ (coefficiente della categoria A2, per azioni permanenti favorevoli)

$\gamma_{\varphi'} = 1.25$ (coefficiente appartenente alla categoria M2)

1. $W_{t1} = 4.67 \cdot 1800 = 8406$ daN
 $\alpha_1 = 18^\circ$
2. $W_{t2a} = 5.38 \cdot 1800 + 5.55 \cdot 2500 = 9684 + 13875 = 23559$ daN
 $\alpha_{2a} = 4^\circ$
 $W_{t2b} = 21.22 \cdot 1800 + 2.20 \cdot 2500 = 38196 + 5500 = 43696$ daN
 $\alpha_{2b} = 7^\circ$
3. $W_{t3} = 16.25 \cdot 1800 = 29250$ daN
 $\alpha_3 = 12^\circ$
4. $W_{t4} = 14.76 \cdot 1800 = 26568$ daN
 $\alpha_4 = 17^\circ$
5. $W_{t5} = 14.16 \cdot 1800 = 25488$ daN
 $\alpha_5 = 23^\circ$
6. $W_{t6} = 12.53 \cdot 1800 = 22554$ daN
 $\alpha_6 = 29^\circ$

7. $W_{t7} = 10.90 \cdot 1800 = 19620 \text{ daN}$
 $\alpha_7 = 35^\circ$
8. $W_{t8} = 9.17 \cdot 1800 = 16506 \text{ daN}$
 $\alpha_8 = 42^\circ$
9. $W_{t9} = 9.11 \cdot 1800 = 16398 \text{ daN}$
 $\alpha_9 = 49^\circ$
10. $W_{t10} = 8.79 \cdot 1800 = 15822 \text{ daN}$
 $\alpha_{10} = 57^\circ$
11. $W_{t11} = 5.86 \cdot 1800 = 10548 \text{ daN}$
 $\alpha_{11} = 67^\circ$
12. $W_{t12} = 0.65 \cdot 1800 = 1170 \text{ daN}$
 $\alpha_{12} = 85^\circ$

$$\begin{aligned}
 Rd &= 1/1.10 \cdot \{ [(8406 \cdot \cos 18^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(8406 \cdot \operatorname{sen} 18^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + \\
 &+ [(23559 \cdot \cos 4^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(23559 \cdot \operatorname{sen} 4^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(43696 \cdot \\
 &\cos 7^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(29250 \cdot \cos 12^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(26568 \cdot \cos 17^\circ) \cdot \\
 &(\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(25488 \cdot \cos 23^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(22554 \cdot \cos 29^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/ \\
 &1.25] + [(19620 \cdot \cos 35^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(16506 \cdot \cos 42^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + \\
 &[(16398 \cdot \cos 49^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(15822 \cdot \cos 57^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(10548 \cdot \\
 &\cos 67^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] + [(1170 \cdot \cos 85^\circ) \cdot (\operatorname{tg} 32^\circ)/1.25] \} = \\
 &= 114101.24/1.10 = 103728.40 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

L'azione instabilizzante risulta:

$$\begin{aligned}
 E_d &= \sum_{i=1}^{12} N_{perm, sfav i} \cdot \gamma_{G1} \cdot \operatorname{sen} \alpha_i \\
 E_d &= \{ [(43696 \cdot \operatorname{sen} 7^\circ)] + [(29250 \cdot \operatorname{sen} 12^\circ)] + [(26568 \cdot \operatorname{sen} 17^\circ)] + [(25488 \cdot \operatorname{sen} 23^\circ)] \\
 &+ [(22554 \cdot \operatorname{sen} 29^\circ)] + [(19620 \cdot \operatorname{sen} 35^\circ)] + [(16506 \cdot \operatorname{sen} 42^\circ)] \\
 &+ [(16398 \cdot \operatorname{sen} 49^\circ)] + [(15822 \cdot \operatorname{sen} 57^\circ)] + [(10548 \cdot \operatorname{sen} 67^\circ)] \\
 &+ [(1170 \cdot \operatorname{sen} 85^\circ)] \} \\
 E_d &= 98886.15 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

La verifica al ribaltamento del muro è soddisfatta se è vera la seguente disuguaglianza:

$$\begin{aligned}
 \frac{R_d}{E_d} &\geq 1 \\
 \frac{R_d}{E_d} &= \frac{103728.40}{98886.15} = 1.049 > 1
 \end{aligned}$$

La verifica di stabilità globale del muro è soddisfatta.