

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

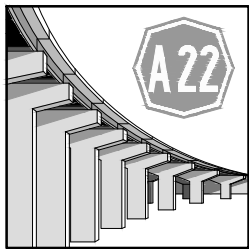
dott. ing. MARCO ZOCCHIO
ISCRIZIONE ALBO N° 2799 - Sezione A

R.U.P.: dott. ing. Marco Zocchio

autostrada del brennero

MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DI BARRIERE DI SICUREZZA
NEL TRATTO COMPRESO TRA
AFFI (VR) E MANTOVA NORD

01.03.00	RELAZIONI Relaz. di calcolo fondazione per barriera di sicurezza laterale —
----------	---

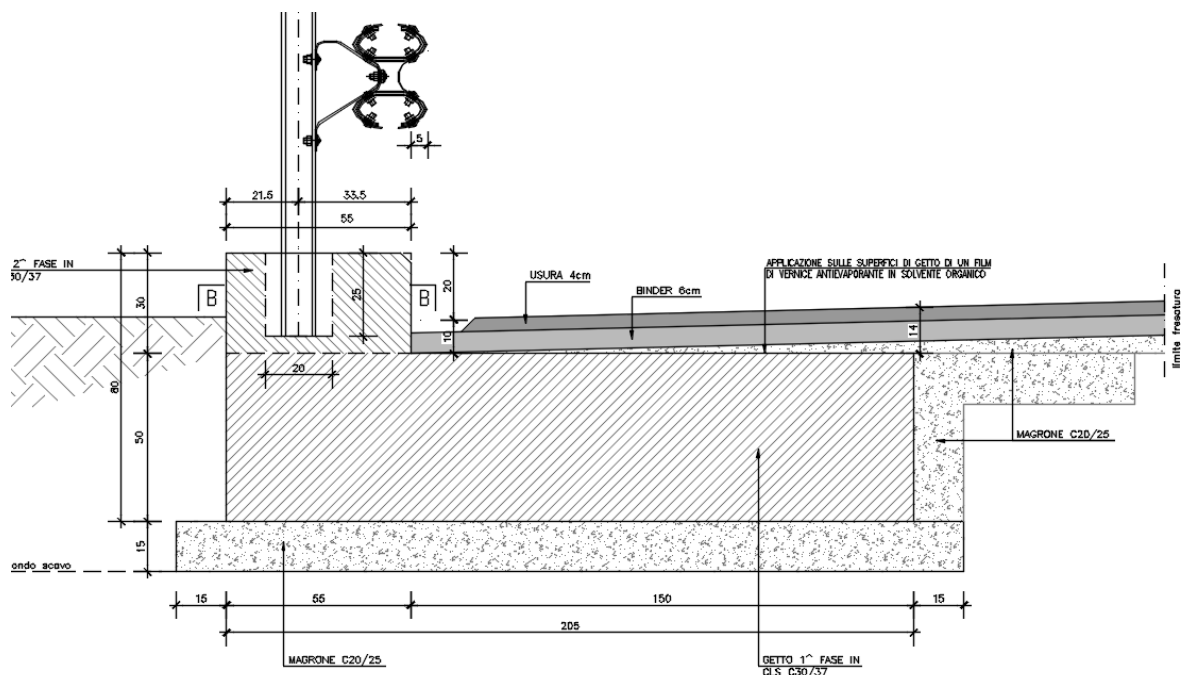
0	09/2023	EMISSIONE		M. CLEMENTEL	I. SORAPERRA	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:		REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO:			<div>SERVIZIO CENTRI DI SICUREZZA AUTOSTRADALE</div>	PROGETTISTA:		
SETTEMBRE 2023				<div>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. Ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN</div>		
NUMERO PROGETTO:						
100/23						

1. FONDAZIONE SICURVIA LATERALE	2
1.1 Descrizione dell'intervento	2
1.2 Caratteristiche dei materiali e geometria.....	2
1.3 Considerazioni geotecniche	4
1.4 Normativa e Codice di calcolo utilizzati	4
1.5 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale.....	5
1.6 Metodo di calcolo.....	7
1.7 Impostazioni di modellazione.....	10
1.8 Analisi dei carichi	10
1.8.1 Carichi permanenti	10
1.8.2 Carichi variabili da traffico	11
1.8.3 Azioni eccezionali: urto	11
1.8.4 Azione sismica	13
1.9 Verifica del cordolo.....	16
1.9.1 Verifiche allo stato limite ultimo	17
1.9.2 Verifiche allo stato limite di esercizio	18
1.10 Verifica della fondazione.....	19
1.10.1 Caratteristiche della modellazione.....	19
1.10.2 Stratigrafia del terreno.....	19
1.10.3 Condizioni di carico.....	20
1.10.4 Combinazioni di carico	21
1.10.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	25
1.10.6 Verifiche geotecniche.....	26
1.10.7 Verifiche strutturali.....	30

1. FONDAZIONE SICURVIA LATERALE

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

In questa relazione di calcolo si riportano le verifiche geotecniche e strutturali della fondazione per le barriere di sicurezza laterali previste nel progetto "Manutenzione straordinaria di barriere di sicurezza nel tratto compreso tra Affi (VR) e Mantova nord".



1.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E GEOMETRIA

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 norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004 ed alla C.M. 21/1/2019.

Per le fondazioni del sicurvia, si richiede pertanto un calcestruzzo con classe di esposizione **XF4** e classe di resistenza **C30/37**, con le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo C30/37 (DM 2018)			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	30,71	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 =$	17,40	MPa

Resistenza di calcolo media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,94	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} =$	2,06	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk}/1,5 =$	1,37	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 ((f_{ck}+8)/10)^{0,3} =$	33019	MPa
Tensione max a compressione	$\sigma_c = 0,45 f_{ck} =$	13.82	MPa
Copriferro adottato	$c =$	40	mm

Si utilizzano barre di acciaio ad aderenza migliorata, saldabili, **B450C**. Le caratteristiche statiche principali delle barre d'armatura, sono riportate di seguito:

Acciaio B450C			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540	MPa
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1,15 =$	391	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm ²

1.3 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Le opere in oggetto hanno lateralmente rilevato autostradale. Tale rilevato è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A₁, A₂, A₃ della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori ed al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità M_E, definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore, misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm², non è inferiore a 50 N/mm².

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di rilevato i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35 \div 37^\circ$
Coesione a lungo termine	$C = 0$
Coesione apparente a breve termine	$C' = 8 \div 10 \text{ kPa}$

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni lungo il tracciato sia dalla caratteristiche del materiale dei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Tuttavia, prudenzialmente, le verifiche geotecniche sono condotte considerando per il terreno di **rilevato** sotto il piano di posa:

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 30^\circ$
Modulo elastico	$E = 25 \text{ MPa}$

1.4 NORMATIVA E CODICE DI CALCOLO UTILIZZATI

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 17 gennaio 2018: "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 21 gennaio 2019 n. 7: "Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1992-1-1: "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici".

Si riportano di seguito le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati come supporto per le verifiche geotecniche e strutturali:

MAX15

Titolo:	MAX (Software Muri di Sostegno)
Produttore:	Aztec Informatica s.r.l.
Distributore:	Aztec Informatica s.r.l. Corso Umberto, 43

87050 Casali del Manco – Loc. Casole Bruzio (CS)

Tel. 0984 432617

Fax 0984 438325

E-mail info@aztec.it

Versione: Release 16.02.A

Licenza: Autostrada del Brennero S.p.a. (AIR0147TR)

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo in modo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Illustra inoltre in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, dopo una corposa introduzione che descrive l'analisi dei carichi e il metodo generale di modellazione.

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

SEZIONI.EXE

Il programma Sezioni.exe, sviluppato in ambiente VisualBasic da personale di Autostrada del Brennero S.p.A., consente di svolgere il calcolo tensionale e del momento resistente ultimo di sezioni in cemento armato ordinario e precompresso. La validazione è stata condotta mediante il confronto tra il momento resistente calcolato dal programma con quello risultante dalla risoluzione analitica secondo la teoria dei campi di rottura ed assumendo i coefficienti parziali previsti dalle Norme Tecniche D.M. 17/01/2018. In particolare, è stato condotto il calcolo del momento resistente ultimo di sezioni in cemento armato ordinario sollecitata a presso-flessione, considerando due differenti valori di azione assiale di compressione

1.5 IMPOSTAZIONI DI ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata eseguita con l'ausilio del programma di calcolo MAX16 e seguendo le prescrizioni normative al § 6.5.3.1.1 del D.M. 17/01/2018. Le verifiche agli stati limite ultimi coinvolte in tale analisi sono:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*: scorrimento sul piano di posa; collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno; ribaltamento; stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*: raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

I coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici adottati nelle verifiche di cui sopra sono quelli illustrati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del D.M. 17/01/2018 e riportati nel seguito:

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_{\square}	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (SLU)			
AZIONE		A1	A2
Permanente favorevole	γ_G	1.0	1.0
Permanente sfavorevole		1.3	1.0
Permanente non strutt. favorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.8	0.8
Permanente non strutt. sfavorevole		1.5	1.3
Variabile favorevole	γ_Q	0.0	0.0
Variabile sfavorevole		1.5	1.3

Per quanto riguarda i coefficienti γ_R , si è invece fatto riferimento ai valori riportati nella Tabella 6.5.I del D.M. 17/01/2018:

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE RESISTENZE		
VERIFICA		R3
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R,QP}$	1.40
Scorrimento	$\gamma_{R,Sc}$	1.10
Ribaltamento	$\gamma_{R,rib}$	1.15
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R,TV}$	1.40

Dunque come prescritto dalla normativa di riferimento le azioni A1 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M1 e le azioni A2 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M2. Riassumendo:

- per le verifiche strutturali è stata verificata la combinazione (**A1+M1+R1**);
- per la verifica a ribaltamento è stata verificata la combinazione (**A1+M1+R3**), applicando R3 alle azioni stabilizzanti;
- per la verifica a scorrimento è stata verificata la combinazione (**A1+M1+R3**);
- per la verifica di portanza è stata verificata la combinazione (**A1+M1+R3**);
- per la verifica di stabilità globale è stata verificata la combinazione (**A2+M2+R2**) con $\gamma_R=1.10$.

1.6 METODO DI CALCOLO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo è stato eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop.
- calcolo delle sollecitazioni sia del cordolo che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sismica è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Per il **calcolo della spinta** è stato adottato il metodo di Mononobe-Okabe che assume le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. È in grado inoltre di mettere in conto l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale e calcolare l'aliquota di spinta orizzontale dovuta al sisma. Si rimanda al paragrafo 1.8.4 per i dettagli sull'applicazione del metodo.

Per la verifica di **stabilità globale** è stato adottato il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da:

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia. L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni e iterazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La verifica a **carico limite** è stata condotta utilizzando la teoria di Vesic nel caso di un profilo di terreno orizzontale, invece, utilizzando la trattazione di Joseph E. Bowles, proposta nel libro "FONDAZIONI", nel caso di un profilo a pendenza variabile, ad esempio un tratto orizzontale seguito da un pendio con inclinazione costante.

Il **calcolo dei cedimenti** è stato eseguito schematizzando il sottosuolo come un mezzo continuo deformabile, alla frontiera del quale vengono applicate distribuzioni di carico note.

I cedimenti possono essere classificati come:

- *immediati*, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- *di consolidazione*, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati viene in genere eseguita per tutti i terreni a grana fine con grado di saturazione inferiore al 90% e per quelli a grana grossa. L'analisi dei cedimenti di consolidazione trova invece applicazione nel caso terreni a grana fine saturi o quasi saturi; per questo tipo di terreni il software in uso non permette di eseguire un'analisi dei cedimenti nel tempo ma consente di valutare soltanto i cedimenti a consolidazione ultimata.

I cedimenti immediati e di consolidazione vengono valutati applicando l'ipotesi che le deformazioni avvengano solo in direzione verticale (espansione laterale impedita). Ai fini dell'analisi, per i terreni incoerenti, il modulo di deformazione monodimensionale M viene ricavato dal modulo elastico E mediante la seguente espressione :

$$M = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E.$$

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle sezioni, sono state applicate le seguenti impostazioni:

VERIFICHE SLU	
Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali	
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

VERIFICHE SLE	
Verifica a fessurazione (UNI EN 1992-1-1)	
Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico - Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Combinazione di carico – Quasi Permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
---	--------------------------

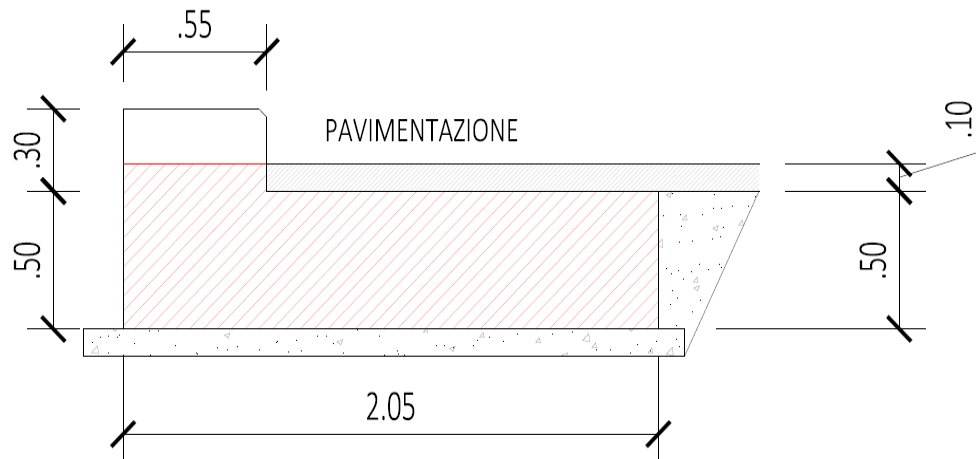
Per non appesantire troppo la relazione non sono riportate nella relazione i risultati della verifica a fessurazione, ma essa risulta soddisfatta per tutte le combinazioni di carico agli SLE.

1.7 IMPOSTAZIONI DI MODELLAZIONE

Il criterio di modellazione adottato prevede l'inserimento nel programma della sezione di muro rappresentato con tratteggio obliquo rosso nella figura sotto.

Nella modellazione non viene implementata la parte di cordolo che sporge dalla pavimentazione; si tiene conto della stessa considerando il suo peso proprio come un carico permanente portato, da sommare a quello del sicurvia agente in testa al paramento.

Il cordolo presenta dimensioni 0.55x0.30m, le cui verifiche saranno oggetto di specifica analisi nel paragrafo 1.9.



1.8 ANALISI DEI CARICHI

1.8.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali considerati sono il peso proprio della fondazione ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), del terreno ($\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso.

I carichi permanenti non strutturali, agenti in testa al cordolo, sono il peso proprio del sicurvia (1.24 kN/m), del cordolo e della pavimentazione ($\gamma_{PAV} = 23.0 \text{ kN/m}^3$). Vista la scarsa incertezza sull'entità del peso da attribuire agli elementi non strutturali, per questa tipologia di carico sono stati adottati gli stessi coefficienti parziali agli SLU dei carichi permanenti strutturali, come concesso dalla normativa vigente al § 2.6.1, Tabella 2.6.I.

Si specificano di seguito il calcolo dei carichi permanenti non strutturali a metro lineare di fondazione:

- L'aliquota di cordolo non considerata nella modellazione, sporgente dalla pavimentazione vale:

$$N_{\text{cordolo}} = \gamma_{cls} A_c = 0,55 \cdot 0,20 \cdot 25 = 2.75 \text{ kN/m}$$

Il sicurvia pesa:

$$N_{\text{sicurvia}} = 1.24 \text{ kN/m}$$

Pertanto, la risultante dei **carichi permanenti** verticali vale: $N_p = 4.00 \text{ kN/m}$ e agisce a una distanza di 0.275 m dal filo interno del cordolo.

- Nelle verifiche si è inoltre considerato l'incremento del **peso della pavimentazione** rispetto al peso del terreno considerato a monte della fondazione:

$$q_{\text{incremento peso}} = \left(23.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} - 19.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 0.10 \text{ m} = 0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Si considera, inoltre, l'effetto dell'**attrito** che si genera tra fondazione e magrone con una forza F_a calcolata come segue:

$$\sigma = \gamma \cdot k_0 \cdot h/2 = 24 \cdot 0.5 \cdot 0.50/2 = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{tensione media sull'altezza})$$

$$F_a = \sigma \cdot h \cdot \mu = 3,00 \cdot 0,50 \cdot \tan(35^\circ) = 1,05 \text{ kN/m}$$

che si traduce in un momento flettente equivalente calcolato rispetto al punto più a valle della fondazione:

$$M_{eq} = F_a \cdot L_{fondazione} = 1,05 \cdot 2,05 \text{ m} = 2,15 \text{ kNm/m}$$

Tale sollecitazione porta un contributo stabilizzante per la fondazione nei confronti della verifica per ribaltamento.

1.8.2 Carichi variabili da traffico

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m^2 , rappresentativo del carico veicolare transitante in prossimità della fondazione. Per questa tipologia di carico sono stati adottati i coefficienti di combinazione della Categoria G riportati nella Tabella 2.5.I delle NTC2018.

1.8.3 Azioni eccezionali: urto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$ (Tabella 11.3.IV del D.M. 17/01/18)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

$$\text{valore medio} \quad f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{frattile 0.95} \quad f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = 47.9 \text{ kNm}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 17/01/18 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a 100 kN applicata ad un'altezza di 1.00 m dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

Per le verifiche geotecniche della fondazione si assume che l'azione dell'urto si ripartisca a 45° per una lunghezza equivalente alla distanza del punto di applicazione della stessa e la base del fondazione:

$$l_{\text{ripart.}} = 0.50 + 2 \times (1.00 + 0.10 + 0.50) \tan 45^\circ = 3.70 \text{ m}$$

$$H_{\text{urto}} = 100.0 / 3.70 = 27.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 27.00 \times 1.00 = 27.00 \text{ kNm/m}$$

Per quanto riguarda le verifiche strutturali, l'azione dell'urto è ricalcolata di volta in volta in base alla posizione della sezione verificata.

1.8.3.1 Presenza carico mobile contemporaneo all'urto

Nelle combinazioni eccezionali in cui si considera l'azione dell'urto dei veicoli contro il sicurvio si considera un carico verticale aggiuntivo, corrispondente al peso proprio del veicolo che va a urtare contro la barriera di sicurezza.

Dai crash test di verifica, si assume un peso del mezzo urtante pari a 160 kN su 2 assi. Quindi su ogni ruota agisce un carico concentrato di 40 kN, che ripartito su un'impronta quadrata di 40 cm (vedi schema di carico D.M. 2018 – 5.1.3.3.5), si traduce in carico distribuito pari a:

$$q_{\text{veicolo}} = 16 \text{ kN/m}$$

Questa forza viene applicata a una distanza di 0,5 m dal bordo interno del cordolo, equivalente alla distanza a cui si suppone si trovi la ruota del veicolo che urta il sicurvio.

Tale forza nelle verifiche viene implementata con un coefficiente γ pari a 1.

1.8.4 Azione sismica

L'analisi sismica dei muri di sostegno viene effettuata dal programma calcolando l'aliquota di spinta sismica attraverso il *metodo di Mononobe-Okabe*, la quale è applicata nello stesso punto della spinta statica, e una forza statica equivalente, pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove:

M rappresenta la massa del muro, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi;

k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

I dati considerati per la definizione dello spettro sono i seguenti:

PARAMETRI SISMICI DEL SITO

Comune	Carpi	
Vita nominale	V_N	50 anni
Classe d'uso		IV
Coefficiente d'uso	C_U	2
		SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	a_g	0,463 g
Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima	F_0	2,737
Categoria di sottosuolo	C	
Categoria topografica	$T2$	
Coefficiente stratigrafico	S_s	1,50
Coefficiente amplificazione topografica	S_t	1,00
Coefficiente di riduzione (§ 7.11.6.2.1)	β_m	0,380
Coefficiente di riduzione per ribaltamento	β_m	0,570
	k_h	2.689
	k_v	± 1.603

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza del muro, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{con:}$$

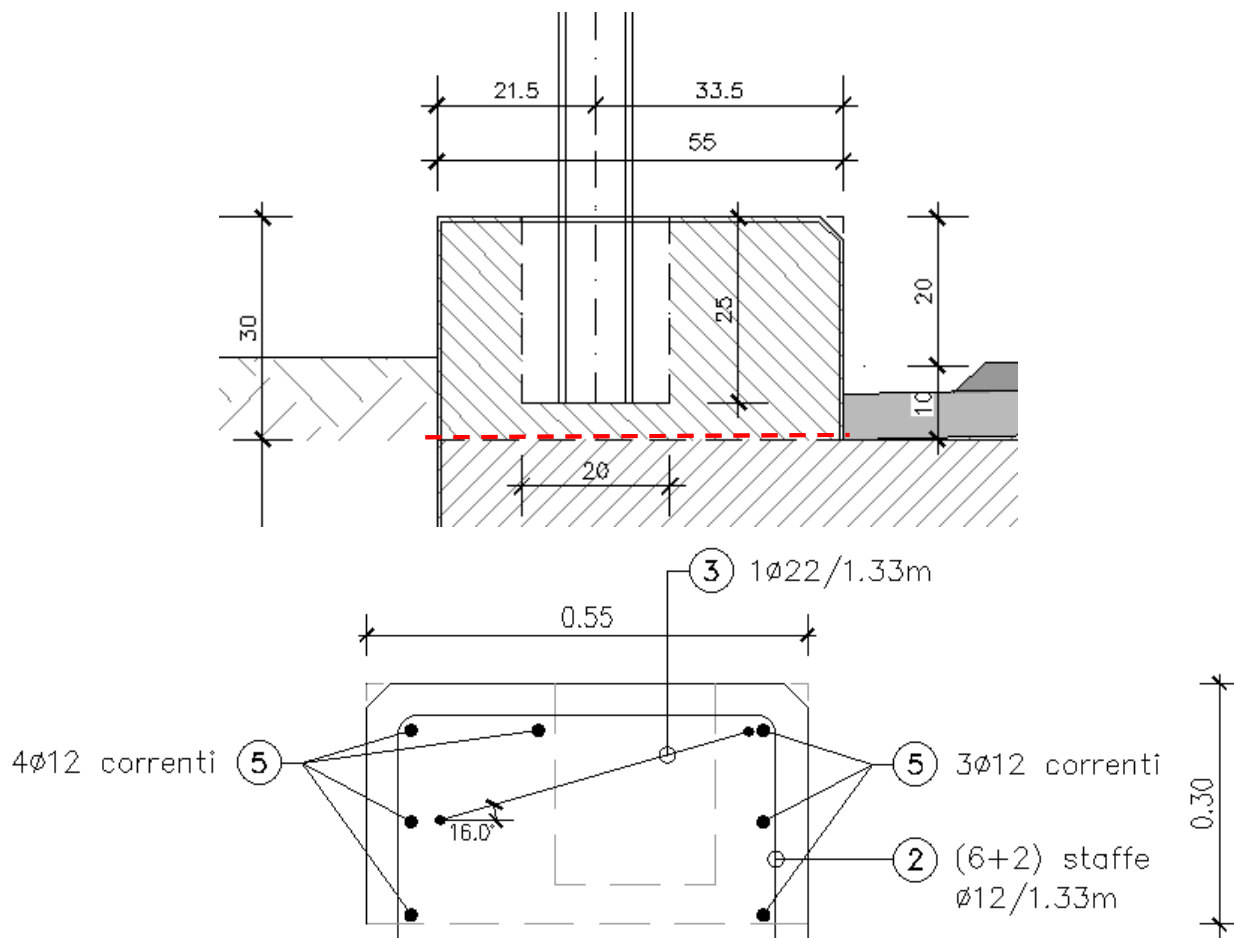
$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 17/01/2018, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento, portanza e stabilità globale) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati in tabella (Tab. 7.11.III del D.M. 17/01/2018).

VERIFICHE SLV (muri di sostegno)	
Coefficienti di sicurezza parziali γ_R	
Capacità portante della fondazione	1.20
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza del terreno a valle	1.20

1.9 VERIFICA DEL CORDOLO

Si procede verificando il cordolo di ancoraggio del sicurvia.



Il cordolo è stato verificato agli stati limite ultimo e di esercizio in corrispondenza della sezione tratteggiata in figura.

Considerando la lunghezza di un metro di muro, la sezione di verifica misura:

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 55 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = A'_s = (6+2)\phi 12/133 \text{ cm} \approx 6\phi 12/\text{m}$

La combinazione di carico utilizzata per compiere le verifiche allo stato limite ultimo è stata ottenuta utilizzando i coefficienti previsti nella tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018 per il caso STR.

L'urto è stato considerato come azione eccezionale per cui è stato combinato secondo la corrispondente combinazione di carico che prevede i permanenti al valore nominale e le sole verifiche allo stato limite ultimo (p.to 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).

Il valore dell'azione dell'urto è stato calcolato tenendo conto che il bordo superiore del cordolo si trova a una quota di 20 cm sopra il livello della pavimentazione.

Secondo queste assunzioni in corrispondenza della sezione A-A si hanno i seguenti carichi:

Peso proprio cordolo: $G_{1, \text{cord}} = \gamma l h = 25 \cdot 0,30 \cdot 0,55 = 4.13 \text{ kN/m}$

Peso barriera di sicurezza: $G_{2,sicurvias} = 1,24 \text{ kN/m}$

Urto ripartito fino a questa sezione per cui si ha:

$$b_{rip} = 0,5 + 2(1,00 + 0,10) = 2,70 \text{ m}$$

$$H_{urto} = \frac{F_u}{b_{rip}} = \frac{100}{2,70} = 37,00 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = H_{urto} \cdot 1,10 = 40,75 \text{ kNm/m}$$

1.9.1 Verifiche allo stato limite ultimo

1.9.1.1 Verifica a flessione

Considerando la combinazione di carico Eccezionale, in corrispondenza della sezione A-A si hanno i seguenti valori di sollecitazione:

$$N_{Ed} = 1,0 (G_{1,cord} + G_{2,sicurvias}) = 5,37 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 40,75 + 1,24 \cdot 0,06 = 40,82 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 40,75 \text{ kN/m}$$

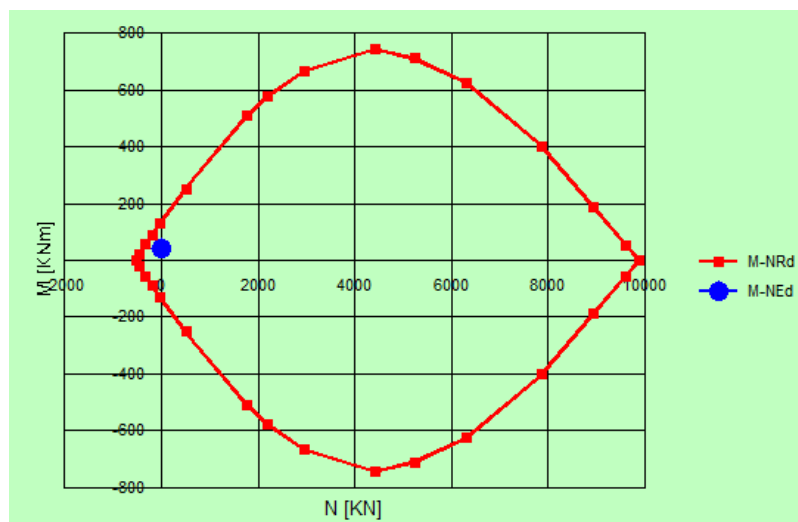
Si esegue la verifica allo stato limite ultimo delle sezioni tenendo conto che:

$$f_{cd} = 0,85 \times 0,83 R_{ck} / 1,5 = 17,40 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls;}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo dell'acciaio.}$$

Si è posto pari a zero, a favore di sicurezza, il valore della sollecitazione assiale di compressione.

M_{xRd}	136,5	kN m
σ_c	-17	N/mm ²
σ_s	391,3	N/mm ²
ϵ_c	3,5	‰
ϵ_s	47,11	‰
d	50	cm
x	3,458	x/d 0,06915
δ	0,7	



Risulta:

$$M_{Rd} = 136,5 \text{ kN/m} > M_{Ed} = 40,82 \text{ kN/m}$$

La verifica a presso-flessione risulta soddisfatta.

1.9.1.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si è considerata l'azione di taglio massima gravante nella sezione, derivante dalla combinazione con carico eccezionale d'urto.

V_{sd}	sollecitazione di taglio		37.00
R_{ck}	resistenza cubica caratteristica		37
f_{ck}	resistenza caratteristica a compressione cls	$= 0,83R_{ck}$	30,71
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione cls	$= 0,85 f_{ck} / 1,5$	17,40
b_w	larghezza minima della sezione		100
d	altezza utile sezione		50
A_{sl}	area dell'armatura longitudinale	nr. 6	
		Φ 12	6,79
k	$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$		1,633
r_1	$= A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$		0,00102
v_{min}	$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		0,40
s_{cp}	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$		0,00

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$V_{Rcd} =$	$= [0,18 k (100 r_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 s_{cp}] b_w d$	158
$V_{Rcd,min}$	$= (v_{min} + 0,15 s_{cp}) b_w d$	202

$$V_{Rd} = 158 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 37.00 \text{ kN/m}$$

1.9.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le sollecitazioni allo stato limite di esercizio nella sezione analizzata, derivano dall'azione dei soli carichi permanenti per cui la sezione risulta soggetta a compressione semplice.

Le verifiche tensionali sono riassunte in tabella:

$$N_{Ed} = 1,0 (G_{1,corad} + G_{2,sicurvia}) = 5.37 \text{ kN/m}$$

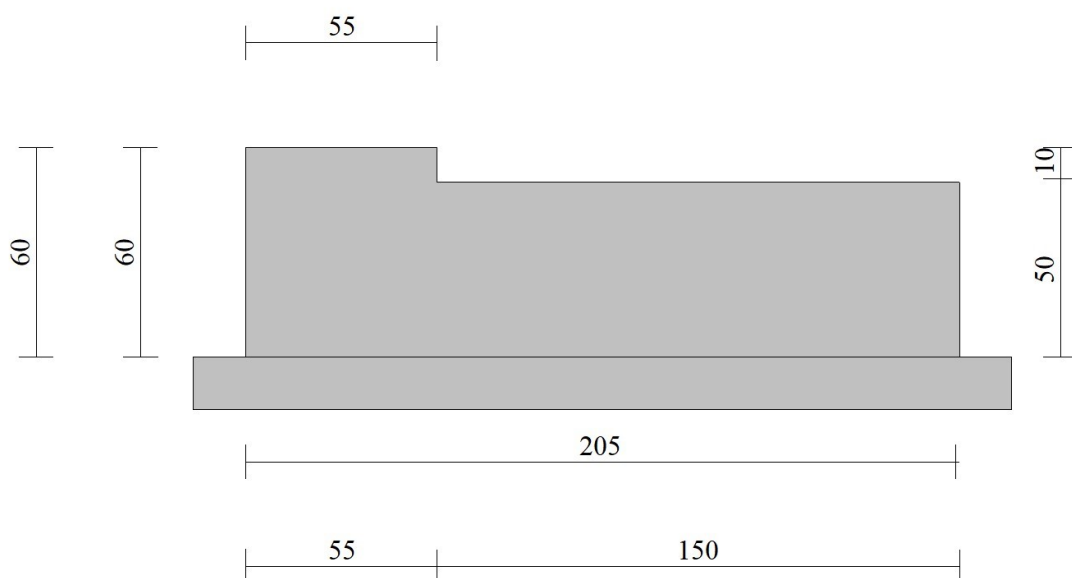
Le sezioni sono verificate:

$$\sigma_{c,a-a} = 0.01 < \sigma_c^R = 0,60 f_{ck} = 18.43 \text{ MPa}$$

1.10 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

1.10.1 Caratteristiche della modellazione

In figura è rappresentata la schematizzazione della geometria della fondazione utilizzata nelle verifiche con il software MAX; nella modellazione si è implementata solo una parte di cordolo, poiché la parte sporgente dalla pavimentazione è stata considerata solo come un sovraccarico permanente.



Paramento

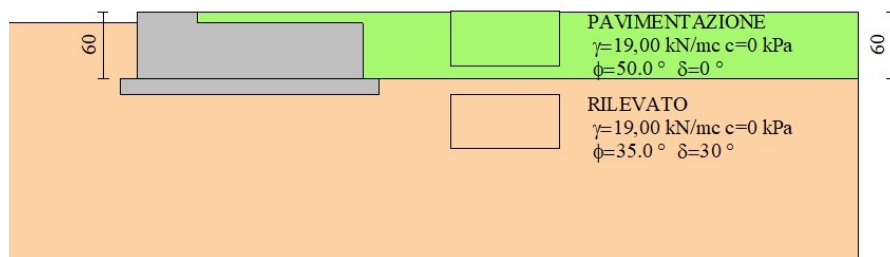
Materiale	C30/37	
Altezza paramento	0,10	[m]
Altezza paramento libero	0,10	[m]
Spessore in sommità	0,55	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,55	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	C30/37	
Lunghezza mensola di valle	0,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,50	[m]
Lunghezza totale	2,05	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,50	[m]
Spessore magrone	0,15	[m]

1.10.2 Stratigrafia del terreno

La stratigrafia del terreno è la seguente (si veda par. 1.3):



Come si nota in figura, per tener conto della presenza di magrone o asfalto sopra il piano di fondazione, l'angolo di attrito è stato assunto pari a 50° che porta ad un abbattimento della spinta e, quindi, ad una modellazione più conforme con la realtà.

1.10.3 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (pesi permanenti) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	Concentrato	Paramento	-0,28; 0,00	0,0000	4,0000	0,0000

Condizione n° 2 (Carico mobile) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.50 - \Psi_2=0.30$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	20,0000	20,0000

Condizione n° 3 (Urto) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	27,0000	0,0000	27,0000
2	Concentrato	Paramento	0,50; -0,10	0,0000	16,0000	0,0000

Condizione n° 4 (Carico pavimentazione) - PERMANENTE

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	0,4000	0,4000

Condizione n° 5 (Attrito fond-magrone) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,55; 0,00	0,0000	0,0000	-2,1500				

1.10.4 Combinazioni di carico

In questa sezione vengono elencate tutte le combinazioni di carico considerate nelle analisi. Quando si considera l'azione dell'urto si utilizza la combinazione per carico eccezionale (NTC 2.5.6)

$$G1 + G2 + A_d + \psi_{2i}Q_{ki}$$

Si può notare che in questa combinazione i pesi permanenti non sono coefficientati e non viene considerata l'azione sismica.

La verifica sismica invece è condotta considerando la corrispondente combinazione

$$E + G1 + G2 + \psi_{2i}Q_{ki}$$

in cui con E rappresenta l'azione sismica.

Descrizione combinazioni di carico considerate:

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole

Combinazione n° 14 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Attrito fond-magrone	1.00	--	Favorevole
Carico mobile	1.00	0.30	Sfavorevole

1.10.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		15.479		23.453			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	11.460		49.817			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	11.316		51.034			

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
4 - STR (A1-M1-R3)		17.194		21.850			
5 - STR (A1-M1-R3)		15.643		23.162			
6 - STR (A1-M1-R3)		17.030		22.107			
7 - GEO (A2-M2-R2)					3.116		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				6.756		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				6.724		
10 - EQU (A1-M1-R3)			110.510				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		50.422				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		25.787				
13 - ECC		1.228	1.471	1.544	5.968		

1.10.6 Verifiche geotecniche

La COMBINAZIONE n° 13 è la più gravosa sia per la verifica a scorrimento, sia per quella a ribaltamento che a carico limite, per via dell'elevata azione orizzontale generata dall'urto.

1.10.6.1 Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
13 - ECC	34,32	0,00	0,00	--	--	34,32	27,96	1.228

1.10.6.2 Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
13 - ECC	59,45	91,77	65,55	1.544

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N_c, N_q, N_{γ}	Fattori di capacità portante
i_c, i_q, i_{γ}	Fattori di inclinazione del carico
d_c, d_q, d_{γ}	Fattori di profondità del piano di posa
g_c, g_q, g_{γ}	Fattori di inclinazione del profilo topografico
b_c, b_q, b_{γ}	Fattori di inclinazione del piano di posa
s_c, s_q, s_{γ}	Fattori di forma della fondazione
p_c, p_q, p_{γ}	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
R_e	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
I_r, I_{rc}	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
r_{γ}	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B^2N_{\gamma}$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Vesic).

n°	N_c N_q N_{γ}	i_c i_q i_{γ}	d_c d_q d_{γ}	g_c g_q g_{γ}	b_c b_q b_{γ}	s_c s_q s_{γ}	p_c p_q p_{γ}	I_r	I_{rc}	R_e	r_{γ}
13	46.124 33.296 48.029	0.262 0.284 0.151	1.098 1.062 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	--	--	--	0.997

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kN/ mc]	c [kPa]
13	0,50	0,65	1,97	19,00	35.00	0

1.10.6.3 Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
M_s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
M_r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	M_s [kNm]	M_r [kNm]	FS
13 - ECC	60,73	41,29	1.471

1.10.6.4 Verifica di stabilità globale

La verifica a stabilità globale è di grande importanza specialmente se i terreni sono instabili o se il sovraccarico sul terrapieno è molto elevato. La verifica consiste nel ricercare tra le possibili superfici di rottura quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza.

Il metodo utilizzato dal programma consiste nel suddividere in strisce la superficie di scorrimento, supposta circolare, e individua il valore del coefficiente minimo di sicurezza su una maglia 10x10 posta in prossimità del muro.

La COMBINAZIONE n° 7 è la peggiore per la verifica di stabilità globale.

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-0,40; 1,20	2,63	3,116

Dettagli strisce verifiche stabilità

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

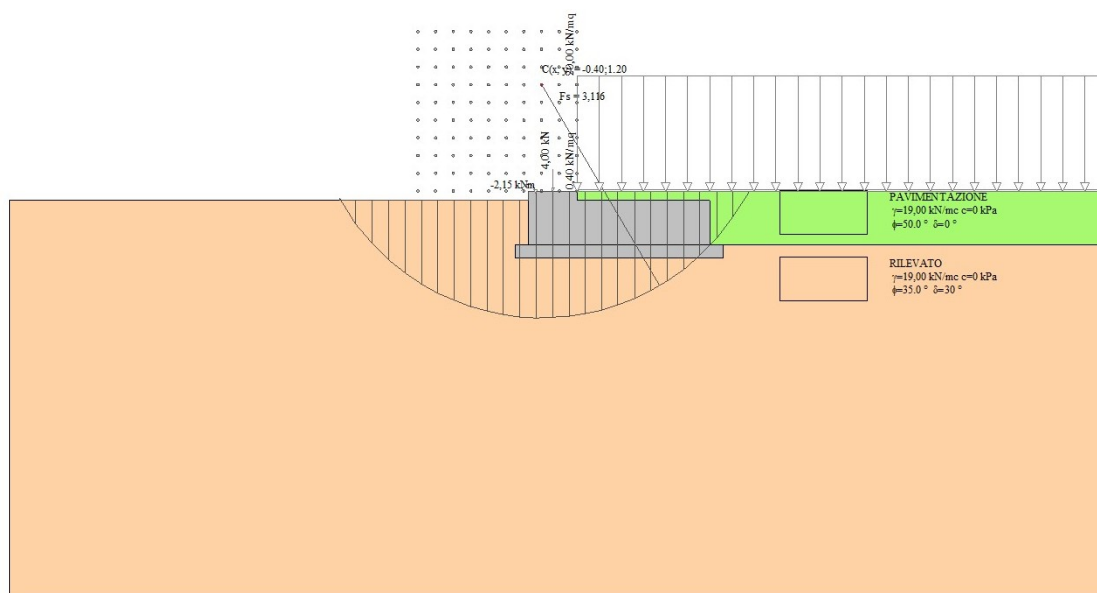
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
1	0,51	4,90	0,00	1,95 - 0,19	57.517	43.634	0	0,0
2	1,45	4,90	0,00	0,19	52.110	43.634	0	0,0
3	2,53	4,90	0,00	0,19	45.903	29.256	0	0,0
4	3,38	4,90	0,00	0,19	40.337	29.256	0	0,0
5	3,89	4,90	0,00	0,19	35.202	29.256	0	0,0
6	4,31	4,90	0,00	0,19	30.378	29.256	0	0,0
7	4,66	4,90	0,00	0,19	25.782	29.256	0	0,0
8	4,95	4,90	0,00	0,19	21.360	29.256	0	0,0
9	5,18	4,90	0,00	0,19	17.068	29.256	0	0,0
10	5,35	4,90	0,00	0,19	12.874	29.256	0	0,0
11	5,53	2,43	0,00	0,19	8.748	29.256	0	0,0
12	5,67	4,00	0,00	0,19	4.669	29.256	0	0,0
13	5,70	0,00	0,00	0,19	0.613	29.256	0	0,0
14	5,13	0,00	0,00	0,19	-3.440	29.256	0	0,0
15	4,60	0,00	0,00	0,19	-7.510	29.256	0	0,0
16	4,49	0,00	0,00	0,19	-11.619	29.256	0	0,0

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]
17	4,33	0,00	0,00	0,19	-15.790	29.256	0	0,0
18	4,11	0,00	0,00	0,19	-20.049	29.256	0	0,0
19	3,85	0,00	0,00	0,19	-24.428	29.256	0	0,0
20	3,52	0,00	0,00	0,19	-28.966	29.256	0	0,0
21	3,12	0,00	0,00	0,19	-33.714	29.256	0	0,0
22	2,63	0,00	0,00	0,19	-38.744	29.256	0	0,0
23	2,05	0,00	0,00	0,19	-44.163	29.256	0	0,0
24	1,34	0,00	0,00	0,19	-50.146	29.256	0	0,0
25	0,45	0,00	0,00	-2,69 - 0,19	-55.481	29.256	0	0,0

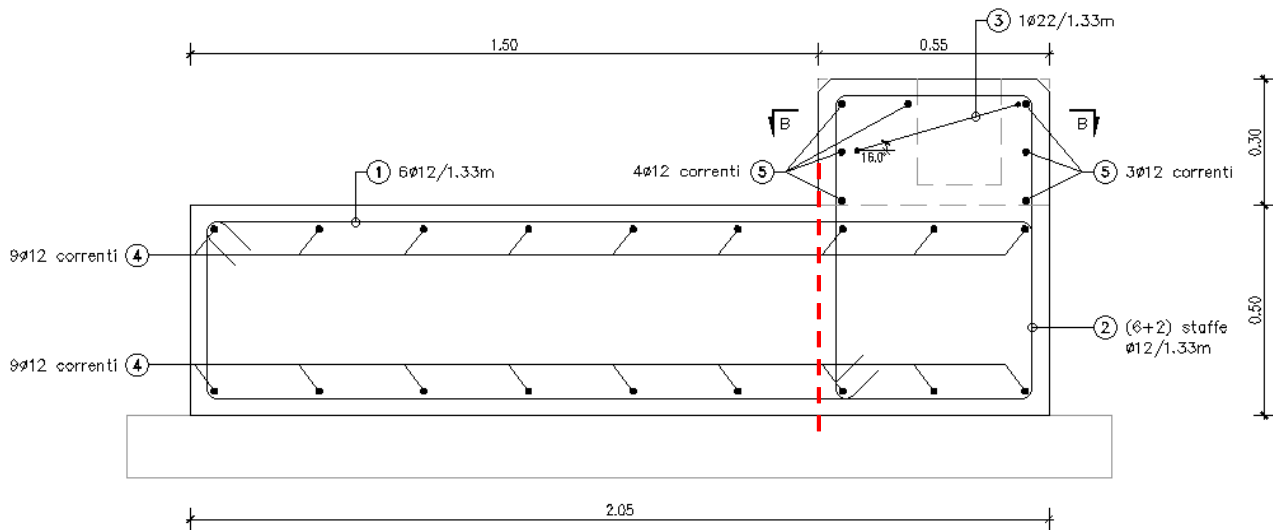
La fondazione standard avendo una struttura piuttosto tozza non presenta alcun problema nei confronti della stabilità:



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

1.10.7 Verifiche strutturali

Si riporta la verifica della sezione evidenziate in figura:



Le caratteristiche della sezione sono di seguito riportate:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

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

$$A_s = A_{s'} = 6\phi 12/1,33 = 4,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Peso proprio cordolo: $G_{1, \text{cord}} = \gamma l h = 25 \cdot 0,55 \cdot 0,55 = 7,56 \text{ kN/m}$

Peso barriera di sicurezza: $G_{2, \text{sicurvia}} = 1,24 \text{ kN/m}$

Urto ripartito fino al baricentro della sezione:

$$b_{rip} = 0,5 + 2(1 + 0,10 + 0,50/2) = 3,20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = \frac{F_u}{b_{rip}} = \frac{100}{3,20} = 31,25 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = H_{urto} \cdot 1,35 = 42,20 \text{ kNm/m}$$

1.10.7.1 Verifica tensionale

Si riporta la verifica considerando la combinazione SLE RARA più gravosa che comporta le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Sd} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 1,0 (G_{1, \text{cord}} + G_{2, \text{sicurvia}}) \cdot \frac{0,55}{2} = 2,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Compiendo la verifica tensionale si trova che l'asse neutro si trova a una distanza di 7,76 cm dal lembo compresso della sezione e gli sforzi nei diversi elementi risultano:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_{nn}} x = 0,15 < 0,6 f_{ck} = 18,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = n \frac{M}{I_{nn}} (d - x) = 9,20 \frac{N}{mm^2} < 0,8 f_{yk} = 360 \frac{N}{mm^2}$$

1.10.7.2 Verifica allo stato limite ultimo

Verifica a flessione

Considerando la combinazione di carico Eccezionale, in corrispondenza della sezione B-B si hanno i seguenti valori di sollecitazione:

$$N_{Ed} = H_{urto} = -31,25 \frac{kN}{m} \text{ (trazione)}$$

$$M_{Ed} = 42,20 + (7,56 + 1,24) \cdot 0,55/2 = 44,62 \text{ kNm/m}$$

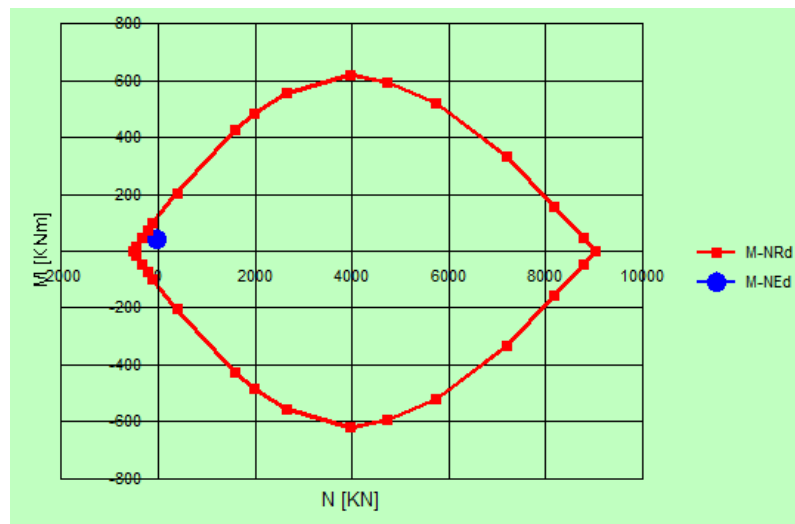
$$V_{Ed} = 7,56 + 1,24 = 8,80 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo delle sezioni tenendo conto che:

$$f_{cd} = 0,85 \times 0,83 R_{ck} / 1,5 = 17,40 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls;}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo dell'acciaio.}$$

M_{xRd}	116,5	kN m
σ_c	-17	N/mm ²
ε_c	3,5	‰
ε_s	43,31	‰
d	45	cm
x	3,365	x/d 0,07477
	δ	0,7



La verifica a flessione è soddisfatta poiché:

$$M_{Rd} = 116,5 \text{ kN/m} > M_{Ed} = 44,62 \text{ kN/m}$$

Verifica a taglio

Resistenza a taglio allo stato limite ultimo (D.M. 17/01/2018) della sezione:

V_{Sd}	sollecitazione di taglio		8,80
R_{ck}	resistenza cubica caratteristica		37
f_{ck}	resistenza caratteristica a compressione cls	$= 0,83 R_{ck}$	30,7
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del cls	$= 0,85 f_{ck} / 1,5$	17,4
b_w	larghezza minima della sezione		100
d	altezza utile sezione		45
A_{sl}	area dell'armatura longitudinale	nr.	4,51
		Φ	12
			5,10

k	$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$	1,67
r_1	$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	0,00113
v_{min}	$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	0,42
s_{cp}	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$	0,00

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = [0,18 k (100 r_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 s_{cp}] b_w d \quad 136$$

$$V_{Rcd,min} = (v_{min} + 0,15 s_{cp}) b_w d \quad 188$$

La verifica a taglio è soddisfatta poiché:

$$V_{Rd} = 136 \text{ kN} > V_{Sd} = 8.80 \text{ kN}$$