



Anas SpA

**anas**  
GRUPPO FS ITALIANE

Coordinamento Territoriale Sardegna

LAVORI DI REALIZZAZIONE NUOVA VIABILITA' E RECUPERO  
DI CAVALCAVIA E CAVALCAFERROVIA SUL TRACCIATO  
DELLA EX S.S. 131 ALL'ALTEZZA DELLO SVINCOLO DI  
ORISTANO-SUD SILI' E  
RINATURALIZZAZIONE RELIQUATI EX S.S. 131

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE SARDEGNA

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Enrico Atzeni

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS

Ing. Marco Murgia

Ing. Manuela Massessi

VISTO: IL RESP. AREA COMPARTIMENTALE CAGLIARI

Ing. Enrico Atzeni

PROGETTO N° 8629

DATA 01 AGOSTO 2017

TAV. 10 - MURO IN C.A. - NJ SU IMPALCATO - INNALZAMENTO  
PARAMENTO IN C.A. SU CUNETTA ALLA FRANCESE

CALCOLI E VERIFICHE

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA:	
CA	8629	E	0817	CODICE ELAB.	P00 OS00 STRRE01	A	—
C							
B							
A	Emissione			Febbraio 2019			
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



# Relazione di Calcolo

La presente Relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti capitoli:

## **Metodo di Calcolo Dati Input Risultati di Calcolo**

Preliminarmente vengono riportati tutti quei contenuti di carattere generale, utili per identificare la tipologia di approccio al calcolo delle strutture in esame, quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato e l'informativa sull'affidabilità del software, nonché le indicazioni sulle normative di riferimento e sulle unità di misura utilizzate.

Nel capitolo Metodo di Calcolo vengono indicate le basi teoriche del metodo di calcolo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica ed il progetto delle sezioni.

I dati di input degli elementi strutturali componenti il progetto in esame, vengono riportati in tabelle ed accompagnati da disegni esplicativi, per consentire una sufficiente leggibilità di tutte le opere di sostegno del progetto esecutivo.

Infine, nel capitolo dedicato ai Risultati di Calcolo, viene presentato l'esito del calcolo e delle verifiche effettuate per ciascun muro del presente progetto, sia con riferimento alle verifiche di tipo geotecnico (verifiche di stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) e sia a quelle prettamente strutturali (verifiche di resistenza delle sezioni maggiormente sollecitate), nel caso specifico di muri in c.a.

## **Generalità**

### **Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo**

La seguente Relazione riporta il dettaglio dei dati d'input e le relative elaborazioni numeriche, ottenuti con il programma **Walls**, versione 7.2, software specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di muri di sostegno in zona sismica, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Le tipologie di muri di sostegno che possono essere realizzati dal programma sono:

### **Muri a gravità in conglomerato cementizio non armato Muri a mensola in cemento armato**

L'input, l'output, le tecniche di risoluzione e la validazione del programma **Walls**, sono stati specificatamente progettati per prendere in considerazione le particolari caratteristiche proprie per queste tipologie di strutture.

Pertanto, il risultato che ne consegue si manifesta in un supporto alla progettazione delle opere di sostegno, con un significativo risparmio di tempo nella preparazione dei dati, nell'interpretazione delle stampe numeriche e nel volume dei dati immessi.

### **Informativa sull'Affidabilità del Software**

La progettazione e lo sviluppo del software **Walls** e, in particolare, di tutte le procedure di calcolo e degli elaborati di output, sono effettuati direttamente dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Il servizio di assistenza software e tecnica, viene attuato sia mediante una linea telefonica appositamente dedicata, al num. **095 9578577**, sia mediante fax, al num. **095 7122188** e sia mediante indirizzo di posta elettronica **support@sis.ingegneria.it**.

La fase di sviluppo del codice di calcolo è stata preceduta da una accurata fase di ricerca, mirata allo studio di numerosi casi teorici e tale da ottenere dei metodi e delle procedure di progettazione, analisi e verifica, finalizzate alla sicurezza strutturale.

L'affidabilità del software è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalle ultime Norme e, precisamente, secondo quanto riportato nel Capitolo 10 **"Redazione dei Progetti strutturali Esecutivi e delle Relazioni di Calcolo"**.

Inoltre sono stati forniti al progettista degli esempi di calcolo, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con testi specialistici e altri strumenti di calcolo.

Nel software sono presenti degli strumenti di autodiagnostica, atti a controllare ed evidenziare, in fase di input e di elaborazione, eventuali valori non coerenti dei dati, il cui utilizzo potrebbe compromettere la corretta elaborazione dei risultati.

Le informazioni relative al codice di calcolo utilizzato, con riferimento al tipo di modellazione strutturale adottata, ai vincoli, alle azioni ed ai materiali sono, più specificatamente, riportate nella Relazione di Calcolo.

Per ulteriori informazioni, si rimanda al sito Internet ufficiale <http://www.sis.ingegneria.it>.

### **Normative di Riferimento**

Le normative cui viene fatto riferimento nelle fasi di analisi e di verifica della struttura in esame sono le seguenti:

- **Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e 09/01/1996 recanti "Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";**
- **Eurocode 7: "Geotechnical design – Part 1: General Rules" - CEN (Comitato europeo di normazione) EN 1997-1:2003;**
- **D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".**

### **Unità di Misura**

Le unità di misura sono riferite al Sistema Internazionale e precisamente:

- **Forze in [N] Newton, [daN] DecaNewton o [kN] kiloNewton (1 kg=9.81 Newton)**
- **Lunghezze in [m] metri, [cm] centimetri o [mm] millimetri**
- **Angoli in [g°] Gradi sessadecimali o [rad] Radianti**

## **Metodo di Calcolo**

Il programma esegue la verifica delle opere di sostegno soggette all'azione della spinta delle terre in condizioni statiche, sismiche (per opere in zona sismica) ed eventuali azioni esterne.

Queste opere hanno la funzione di assorbire la spinta del terreno, ovvero sostenere un fronte di terreno instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza naturale di equilibrio. Si tratta di opere per le quali i fenomeni di interazione terreno-struttura assumono un ruolo fondamentale, visto che il terreno costituisce sia il sistema di forze agenti, sia il sistema di reazioni che lo vincolano.

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari, (rinforzi, drenaggi, tiranti ed ancoraggi) e delle fasi costruttive. La stabilità di tali manufatti, deve essere garantita con adeguati margini di sicurezza, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di dispositivi particolari (sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi).

I muri di sostegno, oggetto del presente progetto, sono particolari opere di sostegno generalmente verticali, che sfruttando l'azione stabilizzante del proprio peso e del peso di terreno direttamente gravante su di esse, si oppongono all'azione instabilizzante del terreno a monte dell'opera.

Essi vengono classificati in base al meccanismo stabilizzante, alla forma ed alle caratteristiche strutturali dell'elemento preminente che ne assicura la stabilità.

Il termine **Muro a Gravità** indica un'opera in pietrame o calcestruzzo, la cui stabilità dipende dal peso proprio. Le dimensioni dell'opera sono in genere dettate dalla necessità di non indurre sforzi di trazione in nessuna sezione. Si tratta di opere abbastanza economiche, utilizzate per altezze limitate a 3-4 m. Generalmente, tali muri sono di forma trapezoidale, con eventuale pendenza della parete interna, oltre che di quella esterna.

L'introduzione di armatura in zona tesa consente di realizzare strutture progressivamente più snelle fino ad ottenere la configurazione di **Muro a Mensola**, che sfrutta per la stabilità il peso del terreno che grava sulla fondazione a monte. Questa tipologia di muri è particolarmente impiegata nelle opere stradali e ferroviarie e consente di arrivare ad altezze anche superiori ai 4 m.

**Azioni Statiche**

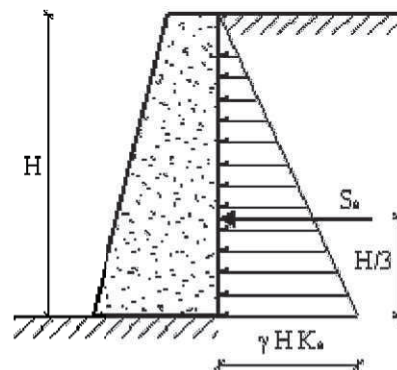
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

La spinta attiva, in condizioni statiche, dovuta al terrapieno è:

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

dove:

- $\gamma_t$  = **Peso specifico del terreno;**
- $H$  = **Altezza del muro dalla base della fondazione;**
- $K_a$  = **Coefficiente di spinta attiva valutato tramite l'espressione di Muller - Breslau.**



Tale spinta è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $\frac{1}{3} \cdot H$ .

Nel caso di superficie del terreno spezzata, pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma precedente, in quanto il diagramma di spinta è ovviamente poligonale e non triangolare.

Si procede, dunque, alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento ed applicando la spinta calcolata al baricentro del diagramma di spinta determinato.

In maniera analoga può essere calcolata la spinta passiva, mediante la seguente espressione:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

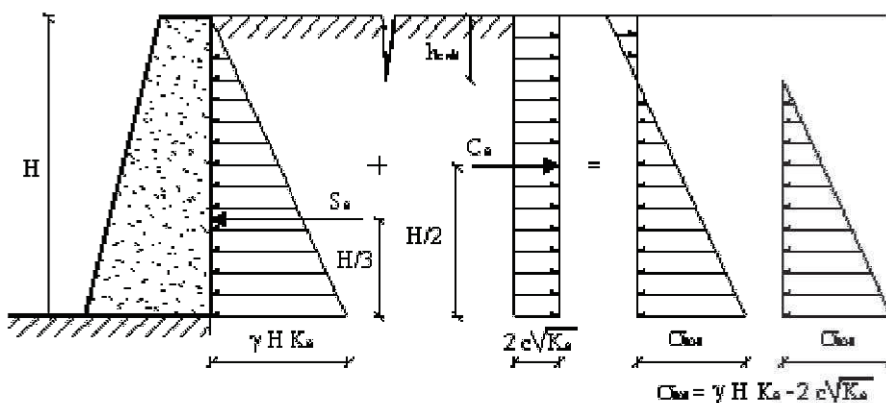
dove:

- $K_p$  = **Coefficiente di spinta passiva valutato tramite l'espressione di Muller - Breslau.**

Nel caso di terreno coesivo, si considera una controspinta dovuta alla coesione  $c$ , secondo la formula:

$$S_c = - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata a  $\frac{1}{2} H$ .



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità  $q$ , si considera una spinta pari a:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_a$$

applicata, anch'essa ad  $\frac{1}{2} H$ , per la sua distribuzione costante.

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

- $\gamma_w$  = **Peso specifico dell'acqua**
- $H_w$  = **Altezza falda dalla base della fondazione**

Tale spinta, con andamento lineare, è applicata ad  $\frac{1}{3} \cdot H_w$ .

Il programma prevede inoltre, la presenza di forze esterne in sommità e lungo la parete del muro, che vengono considerate nell'equilibrio dell'opera e nel calcolo delle sezioni dei materiali.

### Metodo di Verifica agli Stati Limite

Il metodo di verifica agli Stati Limite rappresenta la formulazione completa del criterio di verifica, che integra l'approccio semiprobabilistico verificando che gli effetti delle azioni di calcolo non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominate **Stato Limite di Esercizio (SLE)** e **Stato Limite Ultimo (SLU)**.

Lo **Stato Limite Ultimo** corrisponde al valore estremo della capacità portante o forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. L'analisi viene effettuata in campo elastico lineare. Il criterio di verifica adottato è quello semiprobabilistico o metodo dei coefficienti parziali.

Il valore di calcolo della generica azione  $F$  è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico  $F_k$  per il coefficiente parziale  $\gamma_F$ :  $F_d = F_k \gamma_F$ . Il valore di calcolo della generica proprietà  $f$  del materiale è ottenuto, invece, dividendo il valore caratteristico  $f_k$  per il coefficiente parziale del materiale  $\gamma_M$ :  $f_d = f_k / \gamma_M$ .

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica degli elementi vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali di tipo non lineare.

Lo **Stato Limite di Esercizio** è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità (deformazioni o vibrazioni eccessive). Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari.

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (**Rara, Frequente e Quasi-Permanente**) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle Proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici.

Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali di tipo elastico lineare.

#### Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite Ultimi, prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere geotecniche, per le quali, oltre a fare riferimento alle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione, è necessario considerare la duplice valenza del terreno, che, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

Inoltre, se da un lato si deve far riferimento alle caratteristiche di resistenza del terreno ed alle verifiche di tipo strettamente geotecnico, dall'altro si devono pure effettuare le verifiche di resistenza più propriamente strutturali, in funzione delle caratteristiche dei materiali che costituiscono l'opera stessa.

Per tenere conto di questi differenti aspetti, le Norme Tecniche per le Costruzioni, in linea con gli Eurocodici, distinguono diverse tipologie di stati limite: Stati Limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), Stati Limite di resistenza del terreno (GEO) e Stati limite di resistenza della struttura, proponendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti rispettivamente per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze globali (R), in funzione dello Stato Limite considerato e della specifica tipologia di opera in esame.

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO), si possono adottare due diversi Approcci progettuali, ciascuno caratterizzato dalla scelta di diversi gruppi di coefficienti da assegnare, tanto alle forze, quanto alle resistenti e ai parametri geotecnici. Tali approcci oltre ad essere distinti tra loro, sono anche alternativi, ovvero vanno scelti, in funzione della tipologia dell'opera e delle particolari prescrizioni normative e possono essere applicati alternativamente, facendo riferimento anche ad uno solo di essi.

In particolare, per il primo approccio progettuale, definito appunto "**Approccio 1**", sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed eventualmente per la resistenza globale del sistema (R).

La Combinazione 1 è generalmente la più gravosa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere geotecniche (STR), in quanto si incrementano i carichi (mediante i coefficienti riportati nella colonna A1) e si lasciano invariate le resistenze del terreno (applicando i coefficienti della colonna M1). La Combinazione 2, invece, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico dell'opera (GEO), visto che si riducono i valori caratteristici delle resistenze del terreno (mediante i coefficienti della colonna M2), lasciando pressoché invariate le azioni (mediante i coefficienti della colonna A2).

Nel secondo approccio progettuale, denominato "**Approccio 2**", è prevista, invece, un'unica Combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nei confronti delle verifiche strutturali, che di quelle geotecniche. In tal caso si impiegano, per le azioni e per le caratteristiche di resistenza del terreno, i coefficienti riportati rispettivamente nelle colonne A1 ed M1.

Qualunque sia l'approccio progettuale seguito, per le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), invece, è prevista un'unica combinazione di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli riportati nella colonna EQU e per le resistenze, quelli nella colonna M2.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite (EQU, GEO, STR), con riferimento a ciascun Approccio progettuale e per ogni Combinazione, sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, come previsti dal D.M. 14/01/08 Tabelle 6.2.I e 6.2.II, vengono di seguito riportati:

**Coeff. Parziali Parametri Resistenza Terreno**

Comb.	tg $\phi'$	c'	cu	qu
M1	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60

**Coeff. Parziali Azioni**

Comb.	Permanenti		Variabili	
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.
STR (A1)	1.30	1.00	1.50	0.00
GEO (A2)	1.00	1.00	1.30	0.00
EQU	1.10	0.90	1.50	0.00

Infine, per i parametri relativi ai coefficienti di sicurezza globale (R), specifici per ciascuna tipologia di opera e per ciascuna condizione limite considerata, si rimanda, invece al capitolo di pertinenza relativo alle Verifiche di Stabilità delle opere del presente progetto.

**Dichiarazione di Attendibilità e Affidabilità dei risultati**

Avendo esaminato preliminarmente le basi teoriche e i campi di impiego del software utilizzato, nonché i casi prova ed i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare le opere in oggetto e le ipotesi di base su cui il codice di calcolo si basa, siano adeguati al caso reale e che i risultati siano attendibili e conformi a quelli ottenuti su modelli semplificati.

Per quanto non espressamente sopra riportato ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda ai successivi capitoli della Relazione di Calcolo, in cui, all'inizio di ogni singola stampa, vengono riportati commenti ed ulteriori integrazioni, riferiti specificatamente ai singoli argomenti in questione e che costituiscono parte integrante della presente relazione. Il significato delle quantità e delle unità di misura, sono riportate in specifiche legende esplicative che precedono le singole tabelle di dati.

**Il Tecnico**  
**Ing. Marco Murgia**

# Dati Input

## Geometria

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite tutte le caratteristiche geometriche, sia in elevazione che in fondazione e quelle del terreno sia a valle che a monte.

Per una maggiore immediatezza nella individuazione della geometria, questa viene definita graficamente mediante il disegno della sezione del muro.

### Dati Geometria Muro 1

#### Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	150
Spessore muro in testa [cm]	40
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

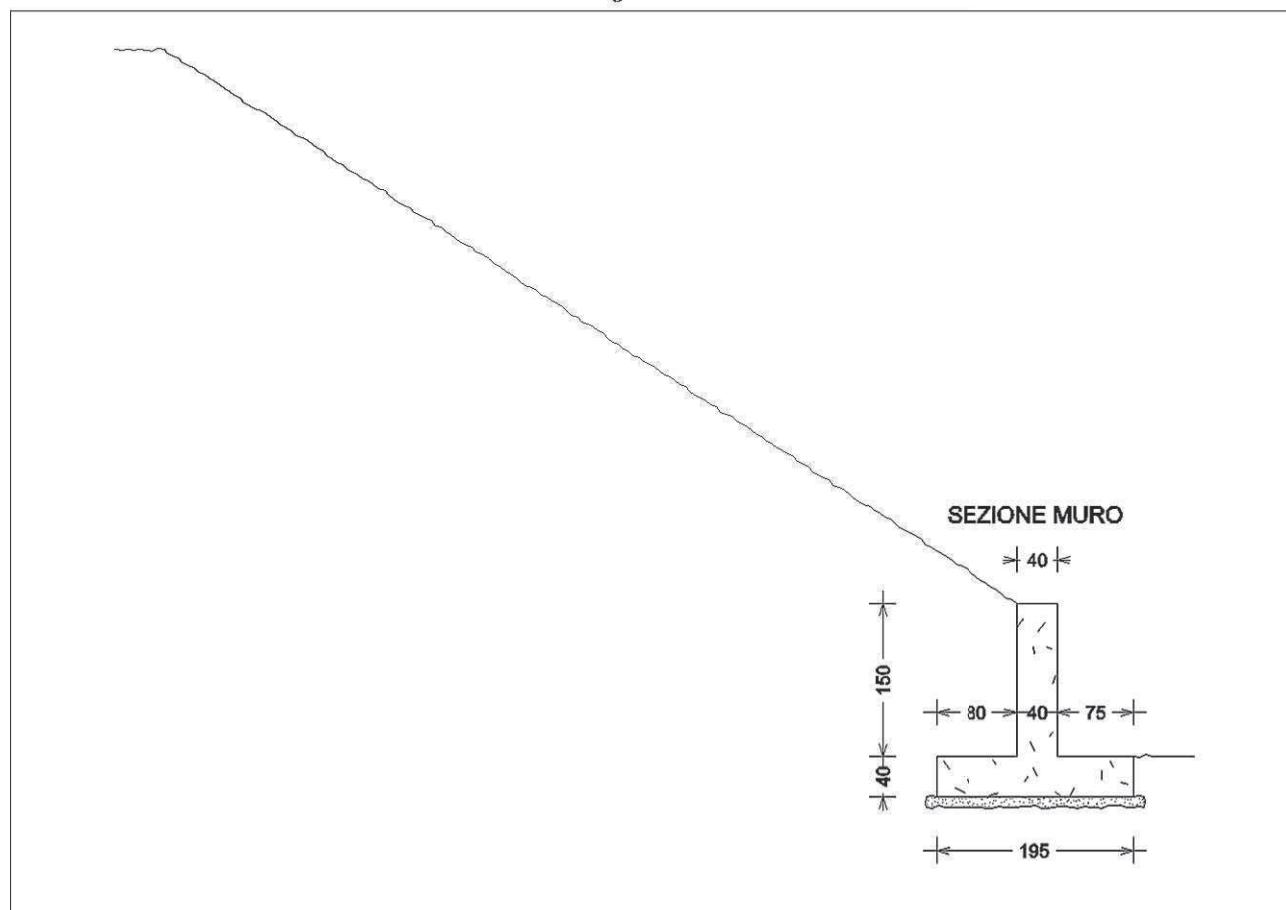
#### Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	195
Altezza Centrale Fondazione [cm]	40
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	40
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	40
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	75
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	80
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	40
Spessore Strato Magrone [cm]	10

#### Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	33
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	999
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0
Altezza Falda [cm]	0

### Disegno Muro 1



## Azioni

Per ogni sezione di muro, vengono di seguito riportati i valori caratteristici delle azioni esterne agenti.

In generale, le azioni che cimentano i muri di sostegno possono essere assegnate sia come carichi concentrati, che come carichi distribuiti sul terrapieno di monte.

Le azioni concentrate, a loro volta, si possono suddividere in azioni verticali (o coppie concentrate) applicate in testa al muro, ed azioni orizzontali, agenti lungo la parete di elevazione.

### Azioni Muro 1

#### Carichi

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	0
Distanza Sovraccarico Permanente da testa Muro [cm]	1000
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	0
Distanza Sovraccarico Variabile da testa Muro [cm]	1000
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN.m]	0



# Risultati di Calcolo

## Azioni e Resistenze di Calcolo

Nell'ambito delle verifiche geotecniche allo Stato Limite Ultimo, bisogna considerare i valori di calcolo delle azioni e dei parametri di resistenza del terreno, calcolati partendo da quelli caratteristici e applicando gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza, rispettivamente  $\gamma_F$  per le azioni e  $\gamma_M$  per i parametri di resistenza.

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione e, per ogni muro del progetto, le azioni di calcolo da utilizzarsi per le per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati diverse combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite (STR, GEO ed EQU).

### Parametri di Calcolo Terreno

#### Terreno in Elevazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1800	1800	1800
Angolo Attrito Interno [grd]	30	24	24
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	20	16	16

#### Terreno in Fondazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.57	0.46	0.46
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1800	1800	1800
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.02	0.02	0.02
Angolo Attrito Interno [grd]	30	24	24

### Azioni di Calcolo Muro 1

#### Carichi

Descrizione	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Combinazioni						
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	0	0	0	0	0	0
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0

## Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller Breslau, nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe Okabe, nel caso di Azioni Sismiche, così come precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

Inoltre, si è tenuto conto dei seguenti parametri di calcolo, il cui valore incide sull'entità delle spinte del terreno sull'opera: percentuale di spinta sismica, dovuta al sovraccarico sul terreno a monte, percentuale di spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle e percentuale di controspinta dovuta alla coesione. I rispettivi valori numerici sono di seguito riportati:

### Parametri di Elaborazione

Percentuale Sismica Sovraccarico [%]	50
Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, per le varie combinazioni.

Per questa particolare tipologia di muri, oltre ai valori delle spinte e delle forze, riferite alla base della fondazione, vengono riportate anche quelle riferite alla sezione di spiccato, ovvero la base del muro.

### Muro 1

#### Coefficienti di Spinta

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Coefficiente di Spinta Attiva	0.80	0.86	0.86
Coefficiente di Spinta Passiva	0.80	0.86	0.86

#### Spinte Passive

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta Passiva Totale [daN]	114	123	111
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	11	12	11

#### Spinte Attive e Forze sul Muro

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta del Terreno [daN]	3371	2788	3067
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	1500	1500	1350
Peso Terreno su Fondazione Interna [daN]	2534	2534	2280
Peso Fondazione [daN]	1950	1950	1755

## Verifiche di Stabilità

Note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, per effettuare la verifica di stabilità del muro, bisogna controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), considerando i valori di calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

Con riferimento alle condizioni limite che si innescano a seguito di meccanismi di collasso, dovuti alla mobilitazione del terreno, per le opere di sostegno si distinguono Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO) e di Equilibrio (EQU). Sono classificabili come stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: lo scorrimento dell'opera sul piano di posa, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quanto riguarda, invece, lo Stato Limite Ultimo di ribaltamento, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, viene trattato come uno Stato Limite di Equilibrio.

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, quelli invece da applicare alle resistenze globali (R), dipendono dal tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

Comb.	Capacità Portante	Scorrimento	Stabilità Globale
R1	1.00	1.00	1.00
R2	1.00	1.00	1.10
R3	1.40	1.10	1.00

Le verifiche allo Scorrimento ed al Carico Limite dell'insieme fondazione-terreno devono essere fatte secondo uno dei due seguenti approcci progettuali. Se si sceglie di operare secondo l'**Approccio 1**, è necessario considerare due possibili combinazioni dei rispettivi coefficienti, sinteticamente indicati come: **(A1+M1+R1)** ed **(A2+M2+R2)**. Se invece, si intende operare secondo l'**Approccio 2**, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, sinteticamente indicati come: **(A1+M1+R3)**.

Nel presente progetto si è scelto di seguire l'Approccio 1, in cui i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1) e sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), mentre i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2) e sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico (GEO). E' opportuno precisare che nelle suddette espressioni, il segno più sta per "combinato con".

Per la verifica di Ribaltamento dell'opera, si considera un'unica combinazione di coefficienti, adoperando per le azioni quelli del gruppo (EQU), mentre per i parametri di resistenza del terreno, necessari per il calcolo delle spinte, quelli del gruppo (M2).

Infine, per quanto riguarda la verifica alla Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terreno, deve essere effettuata con riferimento all'Approccio 1, ma considerando una sola combinazione, e precisamente, la seconda, con i rispettivi coefficienti: (A2+M2+R2).

In generale, detto  $R_d$  l'effetto delle azioni resistenti ed  $S_d$  quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità di cui sopra (Scorrimento, Ribaltamento, Capacità Portante, Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

Definito il coefficiente di sicurezza  $\mu = R_d / S_d$  deve risultare, per ciascuno Stato Limite,  $\mu > 1$ .

### Verifica al Ribaltamento

Questa verifica impone la sicurezza nei confronti del ribaltamento dell'opera di sostegno attorno al punto più esterno della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

In generale, la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante, mentre la forza stabilizzante è data dal peso del muro ed, eventualmente, dal peso del terreno sulla fondazione di monte.

Il momento stabilizzante  $R_d$  e quello ribaltante  $S_d$  vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = \sum F_v \cdot b$$

$$S_d = \sum F_h \cdot h - \sum S_y \cdot d$$

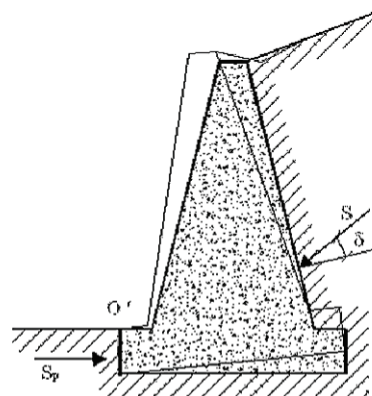
dove:

$F_v$  = **Pesi propri e forze verticali applicate**

$F_h$  = **Forze di inerzia, forze orizzontali applicate e componenti orizzontali delle spinte**

$S_y$  = **Componenti verticali delle spinte**

$b, h, d$  = **Bracci delle forze  $F_v, F_h$  ed  $S_y$**



Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i momenti dovuti alle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di ribaltamento.

#### Coefficienti Sicurezza Ribaltamento Muro 1

Descrizione	EQU
Momento Stabilizzante [daN·m]	6848
Momento Ribaltante [daN·m]	620
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	11.03

#### Verifica allo Scorrimento

Tale verifica impone la sicurezza nei confronti dello scorrimento dell'opera di sostegno nella superficie di contatto tra la fondazione ed il terreno. Alle forze orizzontali che tendono a mobilitare l'opera, si oppongono le forze di attrito, la frazione di spinta passiva e l'eventuale forza coesiva lungo la superficie di contatto terreno-fondazione.

Nel caso in cui è presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento viene scomposta in due tratti: un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente. Le azioni risultanti vengono scomposte proporzionalmente all'ampiezza di tali tratti.

La resistenza allo scorrimento  $R_d$  è data dalla relazione:

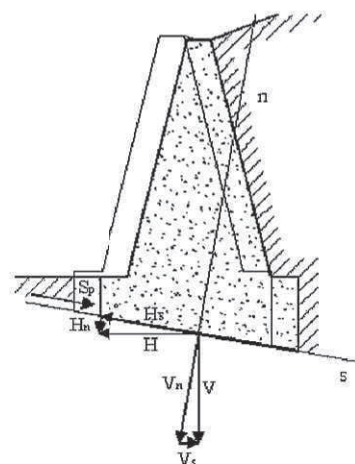
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha Sp + \beta c]$$

L'azione sollecitante  $S_d$  è pari a:

$$S_d = T_x$$

dove:

- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale resistenza allo scorrimento
- $N_x, T_x$  = Componenti di sforzo normale e taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento
- $N_y, T_y$  = Componenti di sforzo normale e taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento
- $\theta$  = Fattore di attrito terreno-fondazione
- $\alpha Sp$  = Frazione di spinta passiva
- $\beta c$  = Frazione di coesione
- $Sp$  = Spinta passiva



Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i valori delle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di scorrimento.

#### Coefficienti Sicurezza Scorrimento Muro 1

Combinazioni	STR	GEO
Risultante Forze Orizzontali [daN]	3156	2665
Risultante Forze Verticali [daN]	7511	7137
Inclinazione Risultante [grd]	22.79	20.48
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	1.36	1.22

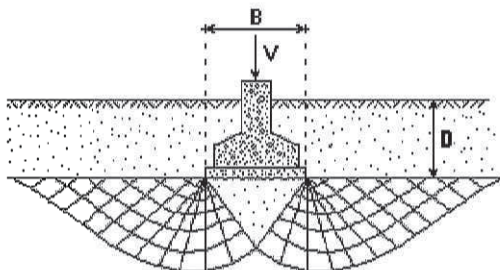
### Verifica alla Capacità Portante

Tale verifica impone che il carico verticale di esercizio trasmesso attraverso la fondazione sul terreno, sia minore od al più uguale, alla capacità portante dello stesso.

La capacità portante é valutata, nel caso di terreno coesivi, secondo l'espressione di Brinch-Hansen:

$$\sigma_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c + \frac{1}{2} B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove il primo termine rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza **D** e di peso specifico  $\gamma$ , il secondo rappresenta il contributo dell'eventuale coesione **c** ed il terzo rappresenta l'effetto della larghezza della striscia di carico **B**.



Nella formula esposta i parametri **c** e  $\gamma$  si intendono determinati in condizioni drenate dato che si desidera effettuare una verifica a lungo termine nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni. I valori di  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  sono i fattori di capacità portante e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi$ :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Le quantità **i**, **d**, **b**, **g** sono fattori che tengono conto, rispettivamente, degli effetti del carico inclinato, della profondità, del piano di posa inclinato e del piano di campagna inclinato.

$$i_q = i_c = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5 \quad i_\gamma = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$b_q = \exp(-2 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi)$$

$$b_c = 1 - \alpha^\circ / 147^\circ$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi)$$

$$g_q = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5}$$

$$g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ$$

$$g_\gamma = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5}$$

$$B' = B - 2e = \text{Larghezza equivalente fondazione}$$

$$B, D, \alpha^\circ = \text{Larghezza, profondità ed inclinazione fondazione}$$

$$e = \text{eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione}$$

$$H, V = \text{Forze orizzontali, verticali in fondazione}$$

$$c, \gamma, \varphi, \beta^\circ = \text{Coesione, Peso Specifico, Angolo Attrito e Inclinazione Terreno fondazione}$$

$$k = \arctan(D/B) \text{ se } D > B \text{ oppure } (D/B) \text{ se } D \leq B$$

Per terreno puramente coesivo senza attrito, l'espressione diventa la seguente:

$$\sigma_{lim} = 5.14 c_u \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \gamma \cdot D$$

dove:

$$i_c^0 = 1 - 2 \cdot H / (5.14 \cdot B \cdot L \cdot c_u)$$

$$b_c^0 = \alpha^\circ / 147^\circ$$

$$g_c^0 = \beta^\circ / 147^\circ$$

$$d_c^0 = 0.4 \cdot k$$

La Resistenza alla Capacità Portante e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot (\sigma_{lim} \cdot B') \quad S_d = \sum Fv$$

dove con **Fv** si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.

### Calcolo dei cedimenti elastici

Per la valutazione dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente.

Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

$$W_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^N (\Delta\sigma_i \cdot \Delta z_i) / E_i$$

dove si è indicato, per ogni strato:

$\Delta\sigma_i$  = **Variazione Pressione del Terreno**

$\Delta z_i$  = **Spessore Strato Terreno**

$E_i$  = **Modulo Elastico del terreno**

Nelle Tabelle che seguono vengono riportati, per ogni muro del presente progetto, i coefficienti di capacità portante e i fattori sopra descritti, relativi al calcolo del Carico Limite e il corrispondente Coefficiente di Sicurezza.

Inoltre, sempre per ogni muro si riportano i Cedimenti Elastici della fondazione.

Infine, per completezza di trattazione, si riporta sempre in questa sezione della presente relazione, il calcolo dello stato tensionale del terreno al di sotto della fondazione e la posizione dell'azione verticale in fondazione, rispetto all'estremo di nocciolo.

### Muro 1

#### Carico Limite

Combinazioni	STR	GEO
Base di Fondazione Ridotta [m]	1.87	1.93
Coefficiente Capacità Portante Nq	18.40	10.43
Coefficiente Capacità Portante Nc	30.14	20.42
Coefficiente Capacità Portante Ny	22.40	10.56
Coefficiente Inclinazione Carico iq	0.46	0.43
Coefficiente Inclinazione Carico ic	0.43	0.37
Coefficiente Inclinazione Carico iy	0.32	0.28
Coefficiente Inclinazione Fondazione bq	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione bc	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione by	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gq	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gc	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gy	1.00	1.00
Coefficiente di Affondamento dq	1.06	1.06
Coefficiente di Affondamento dc	1.09	1.08
Coefficiente di Affondamento dy	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	39829	19169
Carico di Esercizio [daN]	9306	7137
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	4.28	2.69
Cedimento Elastico Fondazione [cm]	0.14	0.13

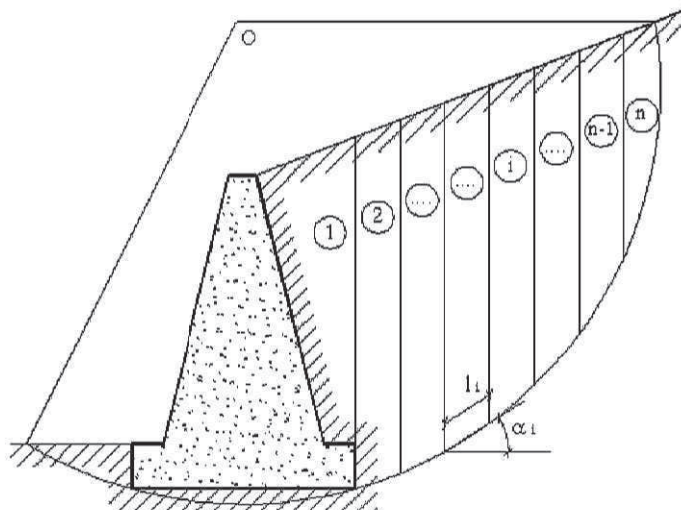
#### Eccentricità e Tensioni

Combinazioni	STR	GEO
Eccentricità della Fv [m]	-0.04	-0.01
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.33	0.33
Tensione Terreno Mensola Esterna $\sigma$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.34	0.35
Tensione Terreno Mensola Interna $\sigma$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.43	0.38

### Verifica stabilità globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico concio, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.



Tale verifica risulta soddisfatta se la resistenza al taglio risulta maggiore o al più uguale al taglio sollecitante lungo la linea di scorrimento ipotizzata, avendo posto:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [\sum_i (c \delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \delta l_i) \operatorname{tg} \phi)]$$

$$S_d = \sum_i W_i \sin \alpha_i$$

dove:

- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- $c$  = Coesione del terreno
- $\delta l_i$  = Larghezza del concio elementare
- $W_i$  = Peso del concio elementare
- $\alpha_i$  = Inclinazione della base del concio
- $u_i$  = Pressione idrostatica sul concio
- $\phi$  = Angolo di attrito interno del terreno

Sotto l'ipotesi di terreno retrostante e sovrastante il muro con piano di campagna minore di 10 gradi, si può ritenere che la superficie di rottura sia circolare e cilindrica e passi per il punto in basso a sinistra della fondazione.

### Muro 1

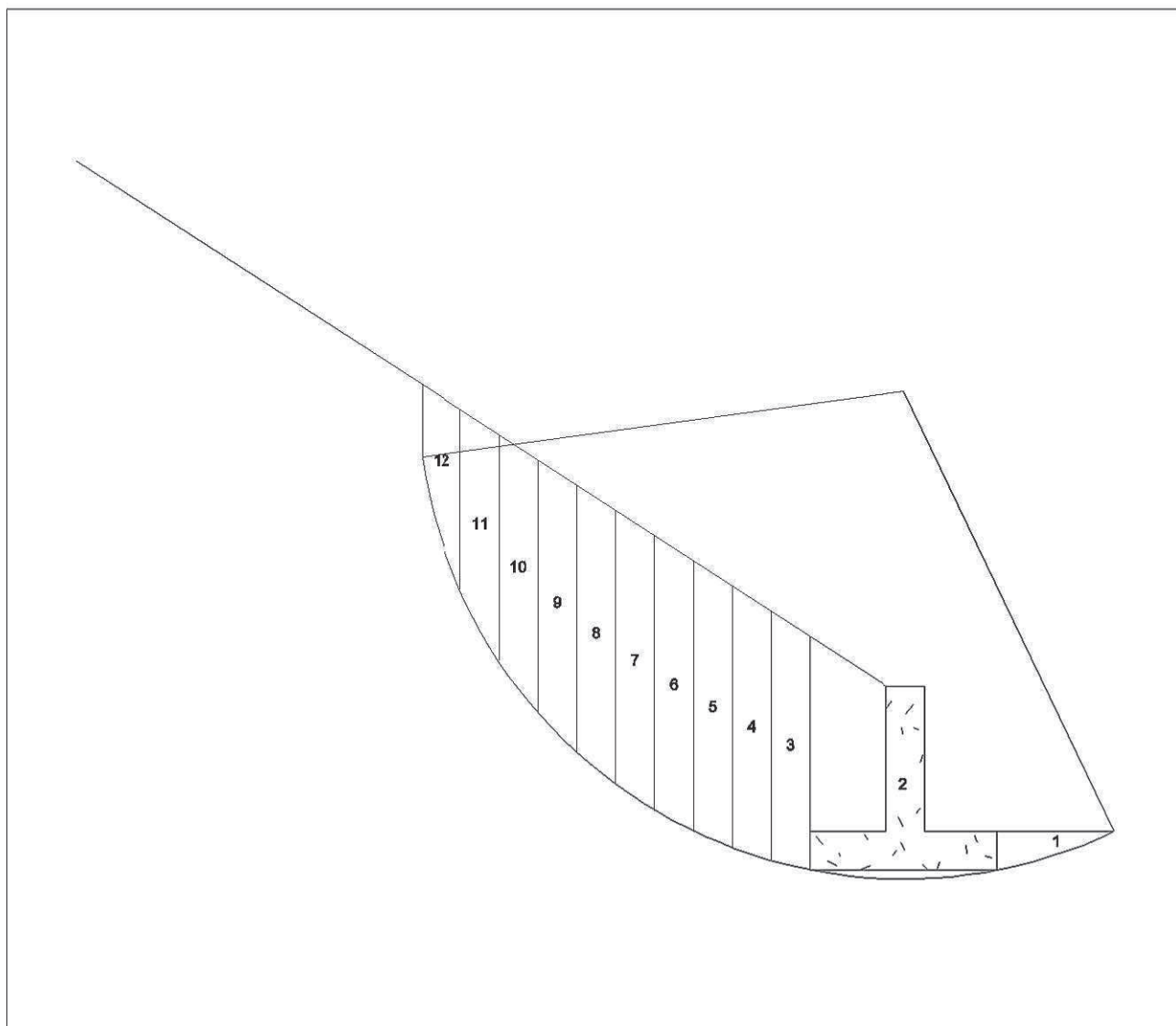
#### Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.40
Raggio cerchio critico [m]	5.00
Lunghezza arco cerchio critico [m]	7.99

Descrizione	GEO
Resistenza al taglio disponibile [daN]	10325
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	10320
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	1.00

#### Tabella Valori

Concio N.	H [m]	$\delta$ [m]	$c\delta$ [daN/m]	W <sub>i</sub> [daN]	$\alpha$ [grd]	N <sub>i</sub> [daN]	hw [m]	U <sub>i</sub> [daN]	T <sub>i</sub> [daN]	S <sub>i</sub> [daN]
1	0.20	0.92	147	298	-25.75	268	0.00	0	124	-129
2	1.90	1.95	312	7137	0.00	7137	0.00	0	3296	0
3	7.37	0.41	66	1825	13.61	1774	0.00	0	819	429
4	6.95	0.42	67	1930	18.41	1831	0.00	0	846	609
5	6.45	0.44	70	2008	23.34	1844	0.00	0	851	795
6	5.89	0.46	73	2056	28.47	1807	0.00	0	834	980
7	5.26	0.48	77	2069	33.86	1718	0.00	0	793	1152
8	4.56	0.52	83	2041	39.61	1572	0.00	0	726	1301
9	3.78	0.58	92	1961	45.89	1364	0.00	0	630	1408
10	2.94	0.67	106	1810	52.98	1089	0.00	0	503	1445
11	2.03	0.84	134	1547	61.51	737	0.00	0	340	1359
12	1.05	1.42	227	1008	73.61	284	0.00	0	131	967





## Verifiche di Resistenza

### Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati il dimensionamento e la verifica delle armature dei muri in cemento armato del progetto, nelle sezioni di verifica.

Ciascuna sezione è generalmente soggetta a Momento Flettente, Sforzo Normale e Taglio, pertanto è necessario effettuare le verifiche a FLESSIONE COMPOSTA DEVIATA e TAGLIO.

Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in cemento armato, è quello semiprobabilistico allo stato limite ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarietà della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con moduli elastici dei materiali costanti.

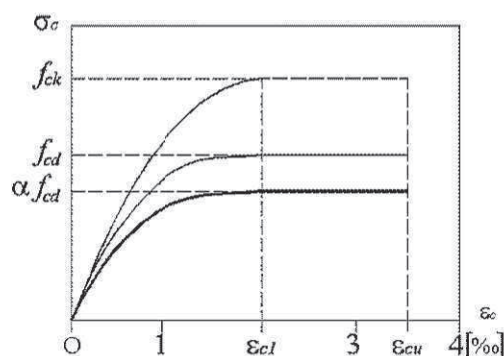
### Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, così come indicato dalle Normative nazionali e dagli Eurocodici.

#### Calcestruzzo

Per il calcestruzzo, si è adottato il diagramma tensioni-deformazioni denominato parabola-rettangolo, costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed un tratto costante.

Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa  $\varepsilon_{c1} = 0.2\%$ , mentre l'estremità del segmento di retta ha ascissa  $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ , a cui corrisponde la deformazione limite massima; l'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di calcolo  $\alpha f_{cd}$  ottenuta mediante una riduzione della resistenza caratteristica  $f_{ck}$  secondo il fattore  $\alpha / \gamma_c$  con  $\alpha$  pari a 0.85 per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

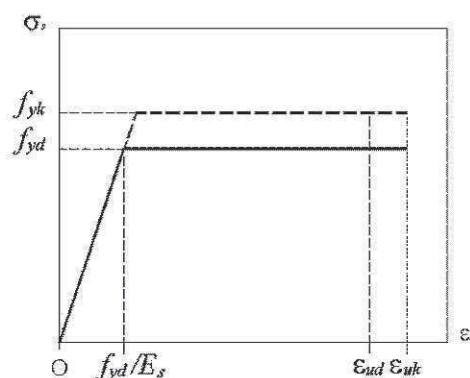


#### Acciaio

Per l'acciaio, invece, come legame costitutivo, si è adottato il diagramma di tipo elastico perfettamente plastico, denominato triangolo-rettangolo, ottenuto a partire dal diagramma caratteristico idealizzato, dividendo la tensione caratteristica  $f_{yk}$  per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio  $\gamma_s$ .

Il limite di proporzionalità lineare è dato dalla tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd}$  che dipende dall'acciaio utilizzato e alla quale corrisponde la deformazione  $\varepsilon_{yd}$ .

Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



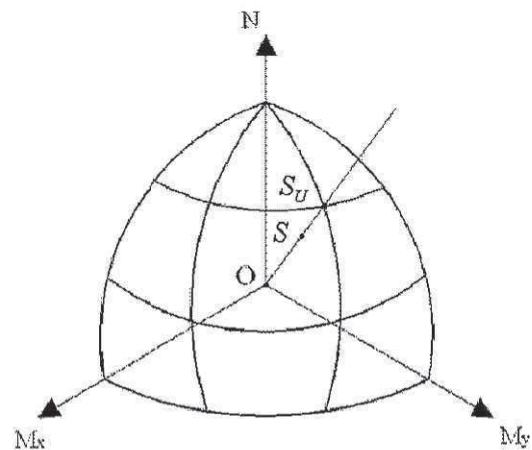
### Criteri di Verifica allo Stato Limite Ultimo

Una qualunque sezione risulta generalmente gravata da due terne di sollecitazioni, di cui una comprende sforzo normale e momento flettente lungo le due direzioni  $x$  e  $y$  della sezione ( $N_x, M_x, M_y$ ), l'altra è costituita da torsione e taglio lungo le due direzioni suddette ( $M_z, T_x, T_y$ ).

La verifica allo stato limite ultimo è condotta costruendo, per ogni terna di sollecitazioni e per ogni sezione, un **dominio di resistenza**, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi, non lineari, per ottenere lo stato di sollecitazione ultima, che la sezione può sopportare, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza della generica sezione e detto  $S$  il generico stato di sollecitazione a cui la sezione è sottoposta, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo  $S_U$  "prolungando" il vettore  $(O, S)$ , lungo la sua stessa direzione, dal punto  $S$ , fino ad intersecare la superficie del dominio di rottura.

Il rapporto tra i segmenti  $(O, S_U)/(O, S)$  rappresenta il coefficiente di sicurezza della sezione, per la condizione in esame.

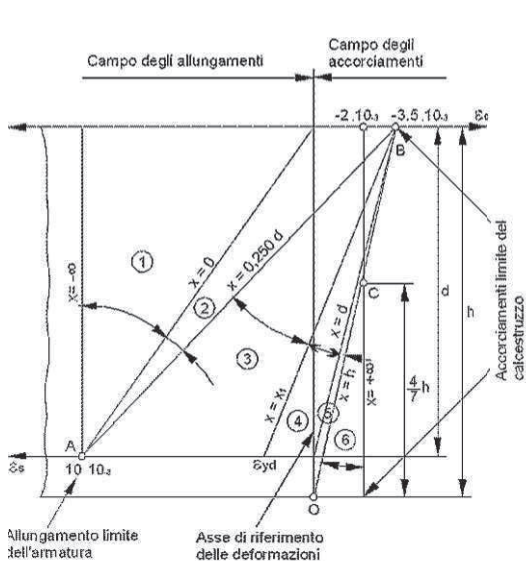


Si considera, pertanto, il problema della flessione composta disaccoppiato da quello di taglio e torsione, determinando, separatamente, i domini di resistenza corrispondenti ed i corrispondenti coefficienti di sicurezza di ciascuna sezione soggetta alle suddette forme di sollecitazioni.

**Flessione Composta**

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando calcestruzzo o acciaio assumono i valori limite di deformazione, in corrispondenza della rottura a compressione per il calcestruzzo e a trazione per l'acciaio. Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino alla rottura.

Di seguito vengono rappresentati i principali **diagrammi limite**, espressi in termini di deformazione, ove è possibile individuare i **campi di rottura**, corrispondenti ad ogni possibile tipo di rottura per i due materiali considerati, calcestruzzo e acciaio.



x	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
	ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
x = -∞				
①	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
x = 0				
②	10‰	0‰ ≤ ε <sub>c</sub> ≤ 3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
x = 0,250 d				
③	10‰ < ε <sub>s</sub> ≤ ε <sub>yd</sub>	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
x = x <sub>l</sub>				
④	ε <sub>yd</sub> < ε <sub>s</sub> ≤ 0	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
x = d	(ε <sub>s</sub> < 0)	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
x = h	(ε <sub>s</sub> < 0)	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
x = +∞	(ε <sub>s</sub> < 0)	2‰ ≤ ε <sub>c</sub> ≤ 3,5‰	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO

**Taglio e Torsione**

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, il programma procede con la verifica al Taglio che risulta soddisfatta fin tanto che il valore di calcolo del taglio sollecitante non risulti inferiore al valore del taglio resistente della sezione, ovvero V<sub>rd1</sub>.

**Criteri di Dimensionamento delle Armature**

Per i vari muri del progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, in ciascuna delle sezioni di verifica, mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli dettati dalle specifiche di progetto, definite dal progettista in apposite schede di progetto, di seguito riportate, in cui vengono Le verifiche delle sezioni, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura realmente disposta.

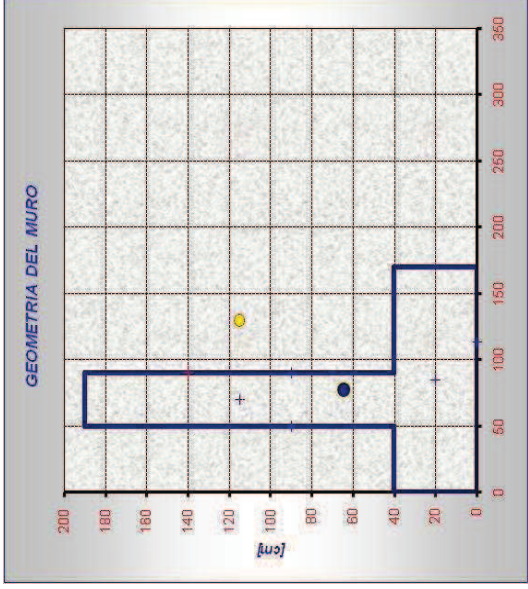
Dott. Ing. Marco Murgia

**GEOMETRIA DEL MURO DI SOSTEGNO**

Altezza della fondazione a valle	$H_{f,v}$	40	[cm]
Altezza della fondazione a monte	$H_{f,m}$	40	[cm]
Altezza del paramento murario	$H_{m,muro}$	150	[cm]
Larghezza della testa del muro	$B_t$	40	[cm]
Larghezza della fondazione a valle	$B_{f,v}$	75	[cm]
Larghezza della fondazione a monte	$B_{f,m}$	80	[cm]
Larghezza della scarpa a valle	$B_{s,v}$	0	[cm]
Larghezza della scarpa a monte	$B_{s,m}$	0	[cm]
Altezza totale del muro	$H_{tot}$	190	[cm]
Base totale del muro	$B_{tot}$	170	[cm]

x	y
0	0
0	40
50	40
50	190
90	190
90	40
170	40
170	0
Coordinate	

- 1
- 2
- 3
- 4
- 5
- 6
- 7
- 8



Coordinate del baricentro	$X_G$	77,97	[cm]
	$Y_G$	64,53	[cm]

Coordinate del baricentro del terreno	$X_T$	130,00	[cm]
	$Y_T$	115,00	[cm]

Area della fondazione	$A_f$	17000	[cm <sup>2</sup> ]
-----------------------	-------	-------	--------------------

Momento d'inerzia della fondazione	$I_{f,xx}$	40941666,67	[cm <sup>4</sup> ]
------------------------------------	------------	-------------	--------------------

Modulo di resistenza della fondazione	$W_{f,xx}$	481666,6667	[cm <sup>3</sup> ]
---------------------------------------	------------	-------------	--------------------

Area	Coord. X	Coord. Y	$S_{x,i}$	$S_{y,i}$
0,68 [m <sup>2</sup> ]	85,00 [cm]	20,00 [cm]	136000	578000
0,00 [m <sup>2</sup> ]	50,00 [cm]	90,00 [cm]	0	0
0,60 [m <sup>2</sup> ]	70,00 [cm]	115,00 [cm]	690000	420000
0,00 [m <sup>2</sup> ]	90,00 [cm]	90,00 [cm]	0	0
0,00 [m <sup>2</sup> ]	113,33 [cm]	0,00 [cm]	0	0
1,280 [m <sup>2</sup> ]			826000	998000
0,000 [m <sup>2</sup> ]	90,00 [cm]	140,00 [cm]	0	0
1,200 [m <sup>2</sup> ]	130,00 [cm]	115,00 [cm]	1380000	1560000
1,200 [m <sup>2</sup> ]			1380000	1560000

**VERIFICA DELLE DIMENSIONI**

Altezza della fondazione a valle	$H_{f,v}$	40	[cm]	Spessore idoneo
Altezza della fondazione a monte	$H_{f,m}$	40	[cm]	Spessore idoneo
Larghezza della testa del muro	$B_t$	40	[cm]	Spessore idoneo
Base totale del muro	$B_{tot}$	170	[cm]	Larghezza idonea

**RIASSUNTO DELLE VERIFICHE**

VERIFICA A RIBALTAMENTO (STATICA)	2,54	Verifica soddisfatta
VERIFICA A SCORRIMENTO (STATICA)	2,07	Verifica soddisfatta
VERIFICA A RIBALTAMENTO (SISMICA)	6,54	Verifica soddisfatta
VERIFICA A SCORRIMENTO (SISMICA)	3,07	Verifica soddisfatta
PRESSIONI SUL TERRENO (STATICA)	0,0060	Verifica soddisfatta
PRESSIONI SUL TERRENO (SISMICA)	0,0031	Verifica soddisfatta

**CARATTERISTICHE DEL TERRENO**

Sovraccarico distribuito a tergo del muro	Q	<b>0,00</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
Peso specifico del terreno	$\gamma_{\text{terreno}}$	<b>18,00</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno	$\phi$	<b>31</b>	[°]
Angolo di attrito tra il muro e il terreno	$\delta$	<b>20</b>	[°]
Angolo di inclinazione del terreno	$\beta$	<b>0</b>	[°]
Inclinazione della scarpa a monte	$\psi$	90,00	[°]
Inclinazione della scarpa a monte (reciproco)	$\alpha$	90,00	[°]
Inclinazione della fondazione	$\omega$	0,00	[°]
Coefficiente di attrito sulla fondazione	f	<b>0,50</b>	
Tensione ammissibile sulla fondazione	$\sigma_{t,amm}$	<b>0,0200</b>	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_{c.l.s}$	<b>25,00</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]

Categoria del suolo	S	
		<b>1,25</b>
Accelerazione orizzontale massima su suolo A	$a_g$	
		<b>0,05</b>
Coefficiente di rigidità (fattore "r" OPCM 3274/03)	r	
		<b>2,00</b>

$K_h$	<b>0,03</b>	
$K_v$	<b>0,02</b>	
$\theta_A$	1,76	[°]
$\theta_B$	1,82	[°]
$\phi - \theta_A$	29,24	[°]
$\phi - \theta_B$	29,18	[°]

Coefficiente di spinta attiva (COULOMB)	$K_{A,C}$	0,2863
Coefficiente di spinta sismica (MONONOBE - OKABE)	$K_{A,M}$	0,3059

SPINTA STATICA SOVRACCARICO	$S_{ST,Q}$	0,000	[kN/m]
SPINTA STATICA TERRENO	$S_{ST,T}$	9,301	[kN/m]

80,00  
0,00

Altezza di spinta del terreno	$H_S$	190,00	[cm]
Altezza di spinta sul paramento	$H_{s,p}$	150,00	[cm]

**VERIFICHE DI STABILITA'**

	S <sub>ST,Q</sub>	S <sub>H</sub>	S <sub>V</sub>	BRACCIO
SPINTA STATICA SOVRACCARICO	0,00	0,00	0,00	0,95 [m]
SPINTA STATICA TERRENO	9,30	8,74	3,18	0,63 [m]
EVENTUALE FORZA ORIZZONTALE	5,00			3,50 [m]
				braccio calcolato dal polo di ribaltamento
				braccio calcolato dal polo di ribaltamento
				braccio calcolato dal polo di ribaltamento

	PESO	BRACCIO	MOMENTO	BRACCIO	MOMENTO
1 muro	17,00	0,850	14,45	0,000	0,00
2 muro	0,00	0,500	0,00	0,350	0,00
3 muro	15,00	0,700	10,50	0,150	2,25
4 muro	0,00	0,900	0,00	-0,050	0,00
5 muro	0,00	1,133	0,00	-0,283	0,00
1 terr.	0,00	0,900	0,00	-0,050	0,00
2 terr.	21,60	1,300	28,08	-0,450	-9,72
S <sub>V1</sub>	0,00	1,700	0,00	-0,850	0,00
S <sub>V2</sub>	3,18	1,700	5,41	-0,850	-2,70

MOMENTO STABILIZZANTE	M <sub>ST.</sub>	[kNm/m]	13,74	1	0
MOMENTO RIBALTANTE	M <sub>RIB.</sub>	[kNm/m]			
NORMALE TOTALE	N <sub>TOT.</sub>	[kN/m]			

<b>VERIFICA A RIBALTAMENTO</b>	μ <sub>R</sub>	Verifica soddisfatta
<b>VERIFICA A SCORRIMENTO</b>	μ <sub>S</sub>	Verifica soddisfatta

$$\mu_R = M_{ST.} / M_{RIB.}$$

$$\mu_S = f (N_{tot} \cos \alpha + S_H \sin \alpha) / (S_H \cos \alpha + N_{tot} \sin \alpha)$$

MOMENTO TOTALE SULLA FONDAZIONE	M <sub>TOT.</sub>	[kNm/m]	12,86
NORMALE TOTALE	N <sub>TOT.</sub>	[kN/m]	56,78
Nocciolo centrale d'inerzia	B/6	[m]	0,28
Ascissa del centro di pressione "eccentricità" e		[m]	0,227
Ascissa dell'asse neutro	X <sub>n</sub>	[cm]	

Rotazione antioraria, le pressioni massime si hanno a valle

La sezione è interamente reagente

$$X_n = 3 (B/2 - e)$$

<b>VERIFICA DELLE PRESSIONI</b>	σ <sub>u,min</sub>	Verifica soddisfatta
<b>VERIFICA DELLE PRESSIONI</b>	σ <sub>u,max</sub>	Verifica soddisfatta

$$\sigma = (N/A) + (M/W)$$

**VERIFICHE DI STABILITA'**

COEFF. COMBINAZIONE PAI  $\psi$  Inserire il valore con cui si desidera che agiscano i sovraccarichi in condizione sismica

<b>0,3</b>	$S_H$	$S_V$	BRACCIO
0,00	0,00	0,00	0,95 [m]
10,09	9,48	3,45	0,95 [m]

SPINTA SISMICA SOVRACC/S<sub>ST,Q</sub>  
 SPINTA SISMICA TERRENO S<sub>ST,T</sub>

5,910965585 0,00 5,91  
 6,29032 6,09677  
 10,0925 9,78193

	PESO	BRACCIO	MOMENTO	BRACCIO	MOMENTO
1 muro	17,00 [kN/m]	0,850 [m]	14,45 [kNm/m]	0,000 [m]	0,00 [kNm/m]
2 muro	0,00 [kN/m]	0,500 [m]	0,00 [kNm/m]	0,350 [m]	0,00 [kNm/m]
3 muro	15,00 [kN/m]	0,700 [m]	10,50 [kNm/m]	0,150 [m]	2,25 [kNm/m]
4 muro	0,00 [kN/m]	0,900 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,050 [m]	0,00 [kNm/m]
5 muro	0,00 [kN/m]	1,133 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,283 [m]	0,00 [kNm/m]
1 terr.	0,00 [kN/m]	0,900 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,050 [m]	0,00 [kNm/m]
2 terr.	21,60 [kN/m]	1,300 [m]	28,08 [kNm/m]	-0,450 [m]	-9,72 [kNm/m]
S <sub>V1</sub>	0,00 [kN/m]	1,700 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,850 [m]	0,00 [kNm/m]
S <sub>V2</sub>	3,45 [kN/m]	1,700 [m]	5,87 [kNm/m]	-0,850 [m]	-2,93 [kNm/m]

MOMENTO STABILIZZANTE M<sub>ST</sub> 58,90 [kNm/m] 9,48 1 0

MOMENTO RIBALTANTE M<sub>RIB</sub> 9,01 [kNm/m]

NORMALE TOTALE N<sub>TOT</sub> 57,05 [kN/m]

**VERIFICA A RIBALTAMENTO**  $\mu_R$  6,54 Verifica soddisfatta  
**VERIFICA A SCORRIMENTO**  $\mu_S$  3,01 Verifica soddisfatta

$\mu_R = M_{ST} / M_{RIB}$   
 $\mu_S = f(N_{tot}, \cos\omega + S_H \sin\omega) / (S_H \cos\omega - N_{tot} \sin\omega)$

MOMENTO TOTALE SULLA FM<sub>TOT</sub> -1,39 [kNm/m]  
 NORMALE TOTALE N<sub>TOT</sub> 57,05 [kN/m]  
 Nocciolo centrale d'inerzia B/6 0,28 [m]  
 Ascissa del centro di pressione e -0,024 [m]  
 Ascissa dell'asse neutro X<sub>n</sub> [cm]

Rotazione oraria, le pressioni massime si hanno a monte

La sezione è interamente reagente  
 X<sub>n</sub>=3 (B/2 - e)

**VERIFICA DELLE PRESSIONI**  $\sigma_{t,min}$  0,0036 Verifica soddisfatta  
**VERIFICA DELLE PRESSIONI**  $\sigma_{t,max}$  0,0031 Verifica soddisfatta

sigma = (N/A) + (M/W)

**VERIFICHE DI STABILITA'**

Inserire il valore con cui si desidera che agiscano i sovraccarichi in condizione sismica

COEFF. COMBINAZIONE PAI $\psi$	<b>0,3</b>	$S_H$	$S_V$	BRACCIO [m]				
SPINTA SISMICA SOVRACC/S <sub>ST,Q</sub>	0,00	0,00	0,00	0,95	6,29032	6,09677	5,910965585	0,00
SPINTA SISMICA TERRENO S <sub>ST,T</sub>	10,09	9,48	3,45	0,95	10,0925	9,78193		5,91

	PESO	BRACCIO	MOMENTO	BRACCIO	MOMENTO
1 muro	17,00 [kN/m]	0,850 [m]	14,45 [kNm/m]	0,000 [m]	0,00 [kNm/m]
2 muro	0,00 [kN/m]	0,500 [m]	0,00 [kNm/m]	0,350 [m]	0,00 [kNm/m]
3 muro	15,00 [kN/m]	0,700 [m]	10,50 [kNm/m]	0,150 [m]	2,25 [kNm/m]
4 muro	0,00 [kN/m]	0,900 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,050 [m]	0,00 [kNm/m]
5 muro	0,00 [kN/m]	1,133 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,283 [m]	0,00 [kNm/m]
1 terr.	0,00 [kN/m]	0,900 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,050 [m]	0,00 [kNm/m]
2 terr.	21,60 [kN/m]	1,300 [m]	28,08 [kNm/m]	-0,450 [m]	-9,72 [kNm/m]
S <sub>V1</sub>	0,00 [kN/m]	1,700 [m]	0,00 [kNm/m]	-0,850 [m]	0,00 [kNm/m]
S <sub>V2</sub>	3,45 [kN/m]	1,700 [m]	5,87 [kNm/m]	-0,850 [m]	-2,93 [kNm/m]

MOMENTO STABILIZZANTE M<sub>ST</sub> 58,90 [kNm/m] 9,48 1 0

MOMENTO RIBALTANTE M<sub>RIB</sub> 9,01 [kNm/m]

NORMALE TOTALE N<sub>TOT</sub> 57,05 [kN/m]

VERIFICA A RIBALTAMENTO  $\mu_R$  6,54 Verifica soddisfatta

VERIFICA A SCORRIMENTO  $\mu_S$  3,01 Verifica soddisfatta

$$\mu_R = M_{ST} / M_{RIB}$$

$$\mu_S = f(N_{tot} \cos(\omega + S_H \sin \omega)) / (S_H \cos \omega - N_{tot} \sin \omega)$$

MOMENTO TOTALE SULLA FM<sub>TOT</sub> -1,39 [kNm/m]

NORMALE TOTALE N<sub>TOT</sub> 57,05 [kN/m]

Nocciolo centrale d'inerzia B/6 0,28 [m]

Ascissa del centro di pressione e -0,024 [m]

Ascissa dell'asse neutro X<sub>n</sub> [cm]

Rotazione oraria, le pressioni massime si hanno a monte

La sezione è interamente reagente

$$X_n = 3(B/2 - e)$$

VERIFICA DELLE PRESSIONI  $\sigma_{t,min}$  0,0036 Verifica soddisfatta

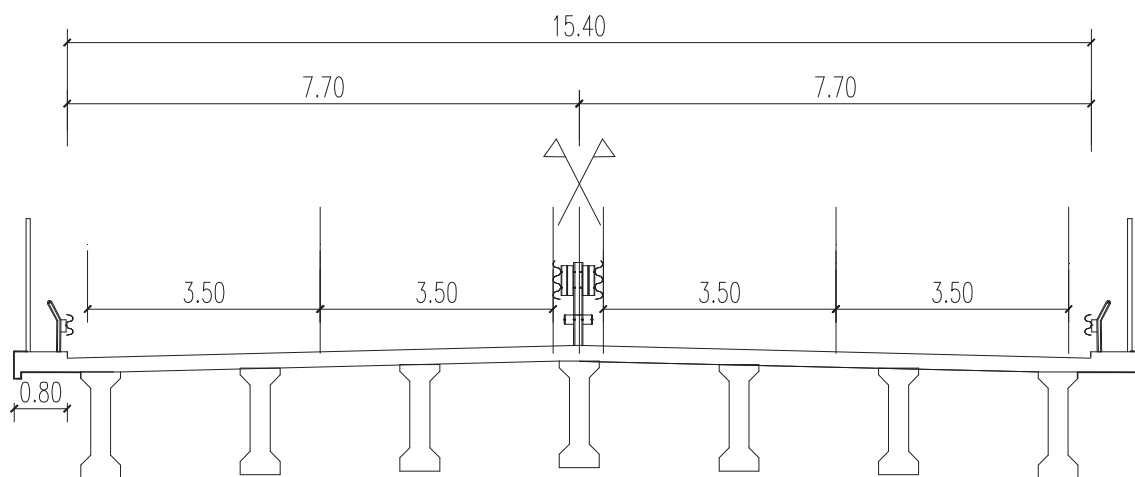
VERIFICA DELLE PRESSIONI  $\sigma_{t,max}$  0,0031 Verifica soddisfatta

$$\text{sigma} = (N/A) + (M/W)$$

VERIFICA PRELIMINARE SUL POSIZIONAMENTO DELLE BARRIERE NEW-JERSEY  
SUL CAVALCAVIA E CAVALCAFERROVIA.

Nella configurazione iniziale il cavalcavia/cavalcaferrovia, costituito da opera di costituita da n° 2 campate da 33 ml/cad, è costituito da una configurazione a 4 corsie a doppio senso di marcia e barriera spartitraffico centrale metallica, come nella figura sottostante:

CAVALCAFERROVIA - CAVALCAVIA SS 388



SITUAZIONE ESISTENTE

Nella configurazione di progetto si passa, invece, a 2 corsie con doppio senso di marcia, realizzate posizionando n° 2 barriere New-Jersey, tra la corsia di marcia e quella di sorpasso, come nella figura sottostante:

**Coordinamento Territoriale Sardegna**

Via G. Biasi, 27 - 09131 Cagliari T [+39] 070 52971 - F [+39] 070 5297268  
Pec ct.sardegna@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

**Anas S.p.A. - Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane**

Società con socio unico soggetta all'attività di direzione e coordinamento di Ferrovie dello Stato Italiane S.p.A.  
e concessionaria ai sensi del D.L. 138/2002 (convertito con L. 178/2002)

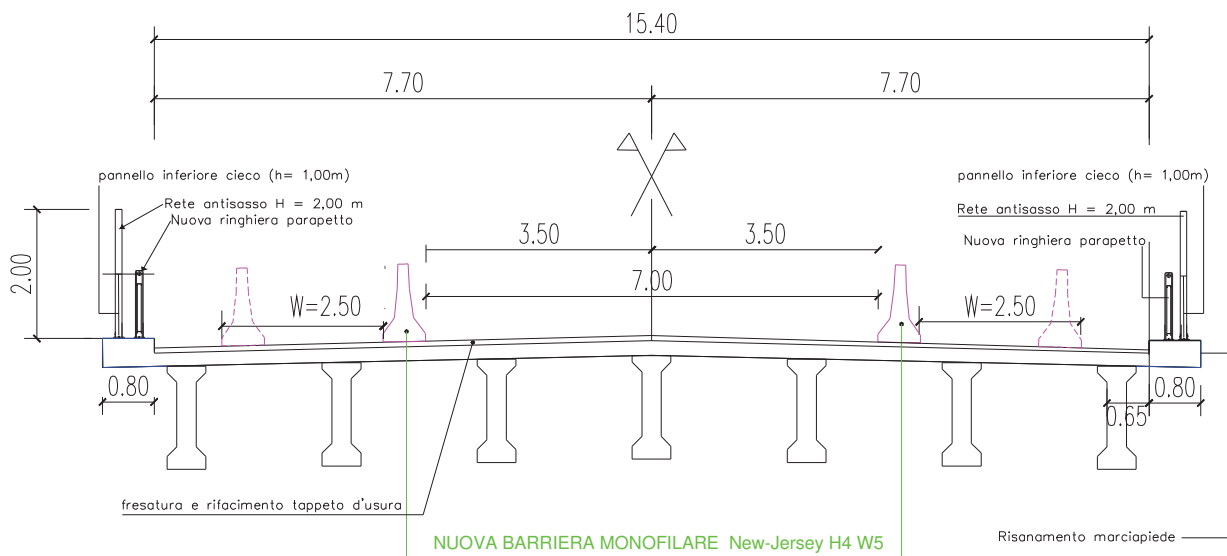
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224  
Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 C.F. 80208450587





## CAVALCAFERROVIA - CAVALCAVIA SS 388



## SITUAZIONE DI PROGETTO

La verifica di compatibilità è eseguita per deduzione.

La configurazione di progetto comporta una riduzione del sovraccarico accidentale che è valutata applicando sia la Normativa del 1990 (D.M. 04/05/1990, §3.4), che la Circolare n° 384 del 14/02/1962.

### DM. 04/05/1990

Si ipotizza, a favore di sicurezza, una riduzione pari ad una singola colonna di carico (anziché due) che per un ponte di prima categoria è pari a:

$$Q = \Phi * [q_{1,a} + (L \text{ camp} - 15) * q_{1,b}] = 1.26 * [200 + (33 - 15) * 30] = 932 \text{ kN /campata}$$

50% di 932 KN /campata pari a 466 KN

dove si è considerata una campata di luce pari a 33 m.

Il peso di un blocco di cls della barriera new-Jersey è pari a:

Area Elemento di barriera NJ = 0.3765 mq

Volume Elemento di barriera NJ = 0.3765 mq x 6,00 ml = 2,26 mc/ elemento (6 ml)

Y c.a. = 2,5 tonn /mc

Peso Elemento di barriera NJ = 2,26 mc/ elemento x 25 KN /mc = 56,4 KN/ elemento

luce= 33 ml pari a 5,5 elementi da 6 ml

pari a 56,4 KN /6 ml = 9,5 KN/ ml

G = 5,64 KN x 5,5 = 310,2 KN /campata

Risulta quindi che:

$G < Q$

Circolare n° 384 del 14/02/1962

Per il manufatto in questione, si considera il carico dello schema n° 1 e n°6  
 $\Phi=1,20$

**B) SCHEMI DI CARICO:**

- schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 tonn.
  - schema 2: rullo compressore isolato da 18 tonn.
  - schema 3: folla compatta in ragione di 400 kg/m<sup>2</sup>.
  - schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61,5 tonn.
  - schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 tonn.
  - schema 6: carico militare isolato da 74,5 tonn.
- 

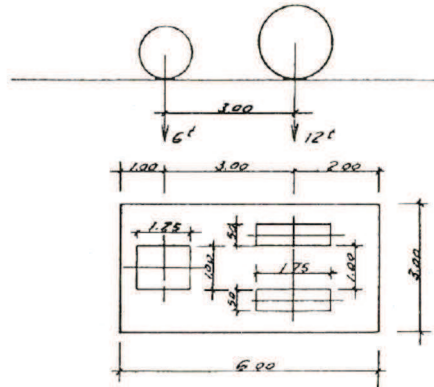
**C) SCHEMI DI CARICO DA ADOTTARE NEL CALCOLO DEI PONTI DELLE STRADE.**

*1<sup>a</sup> Categoria:*

- uno schema militare: il più gravoso tra gli schemi 4, 5 e 6 affiancato da una o più colonne di autocarri (schema 1) e folla compatta (schema 3) sui marciapiedi.

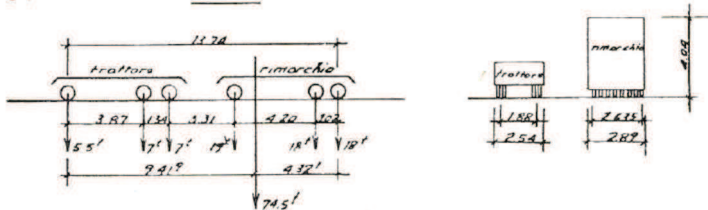
**SCHEMA 2**

*Rullo compressore isolato da 18 t*



**SCHEMA 6**

*Carico militare isolato da 74.5 t*



si ipotizza, a favore di sicurezza, una riduzione pari al carico 6 per un ponte di prima categoria è paria a:

$$Q = \Phi * 745 \text{ KN} = 1,2 * 745 = 894 \text{ KN /campata}$$

Considerando anche il carico delle ruote da un solo lato si ha:

50% di 894 KN /campata pari a 447 KN

Tenendo conto che il carico 6 ricade all'interno della campata di luce pari a 33 ml.

Il peso di un blocco di cls della barriera New-Jersey è pari a:

$$\text{Area Elemento di barriera NJ} = 0.3765 \text{ mq}$$

$$\text{Volume Elemento di barriera NJ} = 0.3765 \text{ mq} \times 6,00 \text{ ml} = 2,26 \text{ mc/ elemento (6 ml)}$$

Y c.a. = 2,5 tonn /mc

Peso Elemento di barriera NJ = 2,26 mc/ elemento x 25 KN /mc = 56,4 KN/ elemento

luce= 33 ml pari a 5,5 elementi da 6 ml

pari a 56,4 KN /6 ml = 9,5 KN/ ml

G = 5,64 KN x 5,5 = 310,2 KN /campata

Risulta quindi che:

G < Q

N.B.

La Ditta aggiudicataria, attraverso il rilievo geometrico e l'analisi strutturale dell'opera, la caratterizzazione meccanica di tutti i materiali costituenti l'opera stessa, dovrà redigere il c.d. "progetto simulato", ipotizzando, sul manufatto esistente, tutte le varie sollecitazioni cui lo stesso sarà sottoposto nella fase di progetto.

Per quanto sopra, le n° 2 campate (cavalcavia e cavalcaferrovia), dovranno essere preventivamente calcolate e verificate con la configurazione geometrica definitiva che tenga conto del traffico a 2 corsie a doppio senso di marcia (sovraccarichi accidentali) e dei carichi permanenti costituiti dal posizionamento delle barriere New-Jersey.

I relativi risultati dovranno trovare risponidenza con la prova di carico finale (collaudo statico).

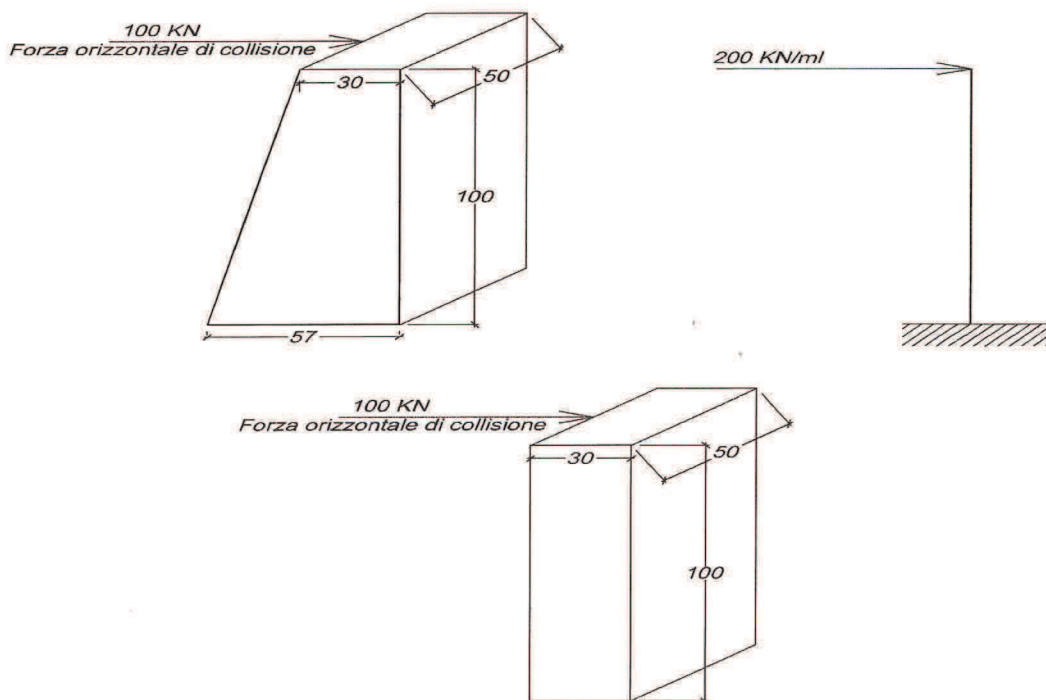
## VERIFICA SEZIONE MURETTO IN C.A. ALLO S.L.U.

Si assimila, a favore di sicurezza, la sezione esistente (trapezoidale), ad una di forma rettangolare (30 x100 cm).

In ottemperanza al par. 3.6.3.3.2 (Traffico veicolare sopra i ponti) delle NTC 2008 (D.M. 14/01/2008), in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

Pertanto, si applicherà una forza orizzontale pari a 100 kN su 50 cm di estensione (pari a 200 kN/ ml) al fine di simularne l'urto di un autoveicolo in svio, secondo lo schema sottoriporato:



### **DATI DI IMPUT:**

Base:	30	cm
Altezza:	100	cm
Copriferro:	5	cm
n. ferri superiori:	5	
$\Phi_{\text{superiori}}$ :	14	mm
n. ferri inferiori:	5	
$\Phi_{\text{inferiori}}$ :	14	mm
n. ferri laterali:	5	
$\Phi_{\text{laterali}}$ :	10	mm
Classe CLS:	C 25/30	
Momento:	Mx	
N:	200	kN
M:	200	kN m

### **Verifica:**

	<b>Sezione verificata</b>
n. iterazioni	10
$\epsilon_{c,\text{inf}}$ :	-0.000365
$\sigma_{c,\text{inf}}$ :	5.63
$\epsilon_{c,\text{sup}}$ :	0.001551
$\sigma_{c,\text{sup}}$ :	0
$\epsilon_{f,\text{inf}}$ :	-0.000269
$\sigma_{f,\text{inf}}$ :	-55.56
$\epsilon_{f,\text{sup}}$ :	0.001455
$\sigma_{f,\text{sup}}$ :	299.36
$N_{\text{int}}$ :	200
$M_{\text{int}}$ :	200