

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N.443/01

TRATTA A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

CANTIERE OPERATIVO CASTAGNOLA COP2
Relazione di calcolo opere in c.a.

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cociv Ing. P.P. Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 0	E	C V	C L	C A 1 8 0 1	0 0 1	A

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	S.Oliva	28/06/2013	P.Ricci	28/06/2013	A. Palomba 	28/06/2013	

n. Elab.

Nome File: IG51-00-E-CV-CL-CA1801-001-A00

CUP: F81H92000000008

TRENO ALTA VELOCITA' S.p.A.
Società con socio unico soggetta alla direzione e coordinamento
di RFI S.p.A. - Gruppo Ferrovie dello Stato



ALTA SORVEGLIANZA:

ITALFERR S.p.A.
Società con socio unico, soggetta all'attività di direzione e
coordinamento di Ferrovie dello Stato S.p.A.



GENERAL CONTRACTOR:

CONSORZIO COCIV

CONSORZIO



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V./A.C. MILANO-GENOVA. TERZO VALICO DEI GIOVI
CUP F81H92000000008
PROGETTO DEFINITIVO**

COP2 Campo Operativo Castagnola

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE IN C.A.

SCALA :

ALTA SORVEGLIANZA		Verificato	Data	Approvato	Data
		Borgia		Gambelli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA / DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	CV	CL	CA 1 8 0 0	0 0 1	B

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR

Rev.	DATA	Descrizione emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato/Data
A00	28/09/04	Prima emissione	S.A.I.	28/09/04	M.Maffoni	28/09/04	E.Ghislandi	28/09/04	Malvagna 15/06/05
B00	15/06/05	Emissione ex art.4D.Lgs.190/02	S.A.I.	15/06/05	M.Maffoni	15/06/05	E.Ghislandi	15/06/05	

Nome File: A301-00-D-CV-CL-CA18-00-001-B00.doc

n. Elab.

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4	CARATTERISTICHE DEI TERRENI.....	7
5	VERIFICA MURO DI SOSTEGNO	8
5.1	Metodo di calcolo.....	8
5.1.1	Calcolo della spinta	8
5.1.2	Verifica a ribaltamento	9
5.1.3	Verifica a scorrimento.....	9
5.1.4	Verifica al carico limite.....	10
5.1.5	Verifica alla stabilità globale	13
5.1.6	Verifiche di resistenza	13
5.2	ANALISI DEI CARICHI	14
5.2.1	Peso proprio degli elementi strutturali	14
5.2.2	Spinta del terreno	14
5.2.3	Sovraccarico dovuto ai prefabbricati.....	14
5.2.4	Neve	14
6	MURO “A”	14
6.1	Sezione A-A H = 7.00 m	14
7	ALLEGATI DI CALCOLO	15
8	CARATTERISTICHE TECNICHE	16

4 PREMESSA

La presente relazione di calcolo concerne il calcolo e la verifica dei muri di contenimento da realizzarsi nell'ambito delle opere del cantiere CBP2, in località Pian dei Grilli.

La località è sita nel comune di Fraconalto (725 m), in provincia di Alessandria; il comune di Fraconalto non è compreso nell'elenco dei comuni classificati in zona sismica.

L'area destinata all'utilizzo si trova ad una quota sul livello del mare di circa 560 m.

Per le caratteristiche del terreno di fondazione, come si ricava dalla relazione geologico – geotecnica, le fondazioni dei muri saranno su pali. La lunghezza dei pali è valutata in modo da garantire l'infissione nel substrato di natura rocciosa, in sede di progettazione esecutiva si dovranno quindi prevedere un numero sufficiente di sondaggi per determinare con maggior precisione lo spessore del ricoprimento superficiale.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche dei muri di sostegno (spinte orizzontali del terreno e di un eventuale sovraccarico a tergo del muro).

Le procedure di verifica delle strutture in c.a. si basano sul metodo delle tensioni ammissibili secondo le indicazioni del D.M. 09/01/1996 e del D.M. 14/02/1992 .

Unità di misura usate nella relazione:

- lunghezze [m]
- forze [kN] e [kg]
- momenti [kN·m] e [kg·m]
- angoli [rad]
- tensioni [MPa] (o [N/mm²]), [kN/m²] (o [kPa]) e [kg/cm²]

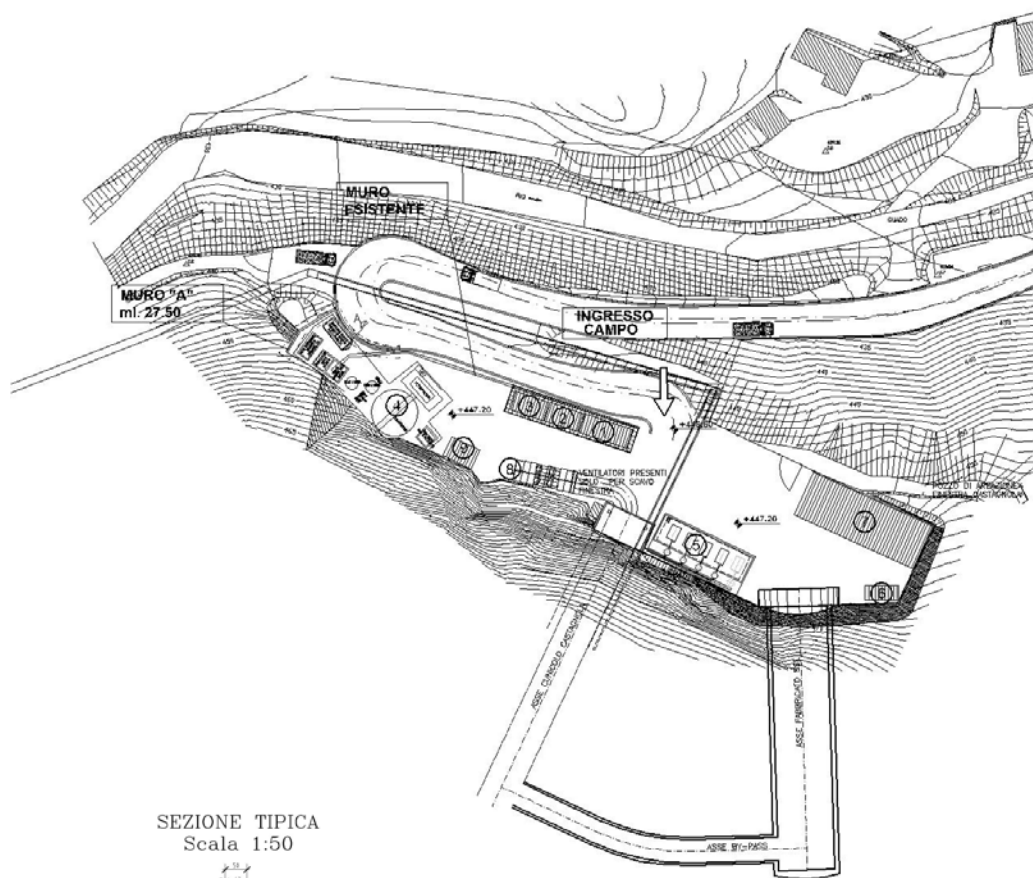
COP2 Campo Base Castagnola
Relazione di calcolo opere in c.a.

TRATTA A.V./A.C. MILANO – GENOVA
TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO

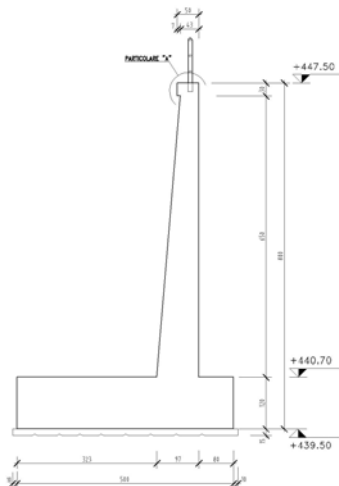
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
A301	00 D CV	CL	CA18 00 001	B00	4 DI 16



CANTIERE COP2



SEZIONE TIPICA
 Scala 1:50



COP2 Campo Base Castagnola Relazione di calcolo opere in c.a.	TRATTA A.V./A.C. MILANO – GENOVA TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO DEFINITIVO					
	PROGETTO A301	LOTTO 00 D CV	CODIFICA CL	DOCUMENTO CA18 00 001	REV. B00	FOGLIO 5 DI 16

4 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e le verifiche statiche degli elementi strutturali sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti riportate nel seguente elenco.

- L. 5/11/1971 n. 1086: “Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL.PP. 14/02/1992: “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” (valido per il metodo di verifica alle tensioni ammissibili).
- Circ. Min. LL.PP. 24/06/1993 n. 37406: “Istruzioni relative alle Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” (valido per il metodo di verifica alle tensioni ammissibili).
- D.M. LL.PP. 9/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- Circ. Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252: “Istruzioni relative alle Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16/01/1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”.
- Circ. Min. LL.PP. 4/07/1996 n. 156 STC: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”.
- D.M. LL.PP. 11/03/1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circ. Min. LL.PP. 24/9/1988 n. 30483: “Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/3/1988”.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

$R_{ck} \geq 30$ MPa	resistenza caratteristica cubica
$E_c = 31220$ MPa	modulo elastico;
$f_{ck} = 24.90$ MPa	resistenza caratteristica cilindrica;
$\sigma_{c,amm} = 9.75$ MPa	tensione ammissibile;
$f_{ctm} = 2.61$ MPa	resistenza a trazione media;
$f_{ctk} = 1.82$ MPa	resistenza a trazione caratteristica;
$f_{ctm} = 3.13$ MPa	resistenza a trazione per flessione media;
$f_{ctk} = 2.19$ MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica.

ACCIAIO DA C.A.

Fe B 44 k controllato in stabilimento

$f_{yk} \geq 430$ MPa	tensione caratteristica di snervamento;
$E_s = 206000$ MPa	modulo elastico;
$\sigma_{s,amm} = 255.0$ MPa	tensione ammissibile.

4 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Le caratteristiche dei terreni si ricavano dai dati contenuti nella relazione tecnica generale, estratti dalla relazione geologica relativa all'intera area.

La stratigrafia del terreno è costituita da:

- uno strato superficiale di circa 10 – 12 m, costituito da limo argilloso sabbioso;
- un substrato costituito da argilloscisti.

Il materiale di riempimento sarà proveniente dagli scavi nella stessa area di cantiere, le caratteristiche geotecniche saranno quindi quelle dello strato superficiale.

Riempimento

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$
$$c_u = 50 \text{ kN/m}^2 = 0.05 \text{ MPa} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$c' = 0$$
$$\varphi' = 22^\circ$$

Limo argilloso sabbioso

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$
$$c_u = 50 \text{ kN/m}^2 = 0.05 \text{ MPa} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$
$$c' = 0$$
$$\varphi' = 22^\circ$$

Argilloscisti

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$
$$c_u = 500 \text{ kN/m}^2 = 0.5 \text{ MPa} = 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$c' = 150 \text{ kN/m}^2 = 0.15 \text{ MPa} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$
$$\varphi' = 22^\circ$$

4 VERIFICA MURO DI SOSTEGNO

4.0 Metodo di calcolo

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

0. calcolo della spinta del terreno;
0. verifica a ribaltamento;
0. verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
0. verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
0. verifica della stabilità del pendio;
0. calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

5.1.0 Calcolo della spinta

Il calcolo della spinta del terreno è effettuato con il metodo di Coulomb.

Il caso in questione è un tipico esempio di applicabilità del metodo standard di Coulomb: profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

In caso di presenza di sisma, per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma stesso, si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana indica di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\beta' = \beta + \theta$$
$$\gamma' = \gamma + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h e k_v i coefficienti correttivi per le spinte sismiche equivalenti.

In particolare $k_h = C/r * a_g/g$ con $r=2$ e $a_g=0.15 * g$, $k_v = k_h/2$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\gamma + \theta)}{\cos^2\gamma \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di calcolo tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

5.1.0 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η .

La Normativa Italiana impone che sia $\eta \geq 1.5$. Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

5.1.0 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere maggiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un

certo coefficiente di sicurezza. In particolare, La Normativa Italiana richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s sia:

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

5.1.0 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2. Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq 2$$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

COP2 Campo Base Castagnola
Relazione di calcolo opere in c.a.

TRATTA A.V./A.C. MILANO – GENOVA
TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO A301	LOTTO 00 D CV	CODIFICA CL	DOCUMENTO CA18 00 001	REV. B00	FOGLIO 11 DI 16
------------------	------------------	----------------	--------------------------	-------------	--------------------

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

Fattori di forma

per $\phi=0$
$$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

per $\phi>0$
$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come:

per $\phi=0$ $d_c = 0.4k$

per $\phi>0$ $d_c = 1 + 0.4k$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ e $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_r c_a}})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_r c_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_r c_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_r c_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg} \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg} \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg} \beta)^\circ$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:
 $H < V \text{tg} \delta + A_r c_a$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

5.1.0 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

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

dove il termine m è espresso da

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

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 assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.1.0 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza nelle diverse sezioni di calcolo del paramento e della fondazione è eseguita adottando il metodo delle tensioni ammissibili.

4.0 ANALISI DEI CARICHI

5.2.0 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato sulla base del peso specifico del calcestruzzo, pari a: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$.

5.2.0 Spinta del terreno

La spinta del terreno è valutata considerando, viste le caratteristiche di deformabilità della struttura, il coefficiente di spinta attiva.

5.2.0 Sovraccarico dovuto ai prefabbricati

Per tener conto del sovraccarico sul terrapieno a monte dei muri dovuto alla presenza dei prefabbricati si considera:

- un contributo come carico permanente (peso proprio della struttura e attrezzature) uniformemente ripartito pari a 2.50 kN/m^2 ;
- un contributo come carico accidentale (sovraccarichi di utilizzo, considerando che i prefabbricati utilizzati come dormitori sono su due piani) uniformemente ripartito pari a 3.00 kN/m^2 ;

Il carico viene applicato nell'ingombro della baracca; la striscia caricata risulta quindi distante 2.0 m dal paramento e di larghezza pari a 10.0 m.

5.2.0 Neve

Regione: Piemonte (zona 1)
 Provincia: Alessandria
 Comune: Fraconalto
 Altitudine di riferimento: 600 m
 Carico neve al suolo: $q_{sk} = 2.80 \text{ kN/m}^2$

2 MURO "A"

2.1 Sezione A-A H = 7.00 m

coefficiente	valore	limite	verifica
Coeff. sic.scorrimento	2.40	1.3	OK!!
Coeff. sic. ribaltamento	2.51	1.5	OK!!
Coeff. sic. carico limite	2.00	2	OK!!
Coeff. sic. stabilità globale	31.3	1.3	OK!!
Armatura muro	10 ϕ 10 / 1 m su entrambe le facce in entrambe le direzioni		
Armatura soletta	13 ϕ 16 / 1 m su entrambe le facce in entrambe le direzioni		

COP2 Campo Base Castagnola
Relazione di calcolo opere in c.a.

TRATTA A.V./A.C. MILANO – GENOVA
TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO A301	LOTTO 00 D CV	CODIFICA CL	DOCUMENTO CA18 00 001	REV. B00	FOGLIO 15 DI 16
------------------	------------------	----------------	--------------------------	-------------	--------------------

In allegato si unisce il foglio di calcolo completo dell'opera.

3 ALLEGATI DI CALCOLO

10.6 Sez. A-A

Dimensioni th 0.43 m to 0.97 m Htot 7 m Hs.att 5.8 m Hs.pass 0.5 m ts 1.2 m latt 3.23 m lpass 0.8 m copriferro 0.04 m copriferro t 0.04 m		90 ° α 1.570796 rad 0 ° β 0 rad 45 ° φ 0.785398 rad 0 ° ρ 0 rad H _i 5.8 m R 5.8 m	x [m] y [m] O 0 0 A 3.55E-16 5.8 B 5.8 5.8 P 0 5.8 C 2.9 2.9 OA 5.8 m AB 5.8 m PA 8.38E-13 m OB 8.202439 m
dati materiali γ _s 18 kN/m ³ suolo granulare φ 22 ° σ _{amm} 0.2 MPa c' 1.5 MPa K _a 0.454962 K _p 2.197987 γ _c 25 kN/m ³ R _{ck} 30 MPa f _{yk} 430 MPa E 31220.19 MPa n 15		Area p S x _G y _G [m] [m ²] [m] [m] S ₁ 5.8 0 S ₂ 5.8 2.43E-12 S ₃ 9.901219 16.82 1.933333 3.866667 S ₄ 26.42079 4.101219 1.698781 Spinte attive Pa hp Ma kN/m m kN*m/m suolo 200.6381 2.333333 468.1556 sovracc. 30.33078 3.5 106.1577 neve 0.83349 3.5 2.917215 Sismica 21.62668 4.666667 100.9245 totale 253.4291 678.1551	Sismica S 3 θ 0.24829 rad γ 0 rad β' 0.24829 rad γ' 0.24829 rad A 0.969334 S' 21.62668 a _g 1.470998 m/s ² r 2 k _h 0.225 k _v 0.1125 N _q 7.82112 N _e 16.88286 N _r 0.088847 S _q 1 S _c 1 S _r 1 d _q 1.628319 d _c 3.398371 d _r 1 i _q 1 i _c 1 i _r 1 d _q 1 b _c 1 d _r 1 g _q 1 g _c 1 g _r 1
Spinte passive zona Pv d Mp kN/m m kN*m/m A 101.5 1.167357 118.4868 B 24 0.4 9.6 C 126 2.9 365.4 D 337.212 3.385 1141.463 sovracc. 13.99549 3.385 47.37473 neve 6.70512 3.385 22.69683 terr. pass. 0 0.4 0 tot 609.4126 1705.021			
σ _{c,amm} 9.75 MPa τ _{c0} 0.6 MPa τ _{c1} 1.828571 MPa σ _{s,amm} 255 MPa		FS _{scorr} 2.404667 OK!! FS _{nb} 2.514205 OK!! FS _{scarico lim} 2.001928 OK!! FS _{stabilità} 31.26632 OK!!	
MURO - progetto sezione d'incastro b 1 m M 678.1551 kN*m T 253.4291 kN N 101.5 kN e 6.681331 acciaio n φ [mm] A [m ²] h [m] d teso 1 10 10 0.000785 0.93 4.111331 compresso 10 10 0.000785 0.04 3.221331 formula -3.95E-05 z 0.857233 m x 0.10915 m σ _c -3.821705 MPa OK!! σ _s -431.1104 MPa OK!! σ _s ' -36.31758 MPa OK!! τ ₀ 0.304779 MPa OK!! staffe i φ [mm] A [m ²] n 0.249 10 7.85E-05 4 σ _s 117.1593 MPa OK!!			
SCARPA - progetto sezione d'incastro b 1 m M 678.1551 kN*m T 101.5 kN acciaio n φ [mm] A [m ²] h [m] i teso 1 13 16 0.002614 1.16 0.086154 teso 2 0 0 0 1.16 teso medio 0.002614 1.16 compresso 13 16 0.002614 0.04 0.086154 spazio 48.26667 cm OK!! h ₀ 0.6 m f 0.078414 m y 0.238202 m			

COP2 Campo Base Castagnola
Relazione di calcolo opere in c.a.

TRATTA A.V./A.C. MILANO – GENOVA
TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO A301	LOTTO 00 D CV	CODIFICA CL	DOCUMENTO CA18 00 001	REV. B00	FOGLIO 16 DI 16
------------------	------------------	----------------	--------------------------	-------------	--------------------

4 CARATTERISTICHE TECNICHE

DESCRIZIONE	CAPACITA' / DIMENSIONI
UFFICI DI CANTIERE	35 mq
SPOGLIATOI E SERVIZI	55 mq
IMPIANTO DI DEPURAZIONE	215 mq
IMPIANTO LAVAGGIO BETONIERE	100 mq
TETTOIA PER COMPRESSORI	21 mq
ALTRI IMPIANTI	165 mq
VIABILITA'	1.991 mq
POTENZA RICHIESTA AL FORNITORE DI ENERGIA ELETTRICA	5.000 kW
ACQUA POTABILE	6,00 mc/g
ACQUA INDUSTRIALE	-
SUPERFICIE TOTALE CANTIERE	2.582 mq