



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Ing. Claudio Lambertini

- PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Titolo elaborato:

VS29BIS - NUOVA VIABILITA' SECONDARIA 29 BIS

Relazione tecnica descrittiva

Codice Unico Progetto (CUP) : F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	PV	VS29b	RT01	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
	PV_VS29b_RT01_50	1=1	4 1 3 7	-
5				
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE		Novembre 2015	M.Mancone S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

A.T.I. Progettisti :

Capogruppo:

Mandante:

POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze
tel 055/2001660 fax 055/2344856
e-mail polifi@politecnica.it

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile
Ing. Marcello Mancone



Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Cocciante

Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Cocciante



Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero

ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

SOMMARIO

1	OGGETTO DELLA NOTA.....	3
2	PROGETTO STRADALE.....	4
3	PROGETTAZIONE IDRAULICA	5
3.1	Acque di piattaforma	5
3.2	Acque di versante	5
3.3	Verifiche idrauliche tombini (esistenti e nuovo).....	7
4	NUOVO MURO DI CONTENIMENTO LATO MONTE	11
5	ELENCO ELABORATI COSTITUENTI LA MODIFICA TECNICA	12
6	ALLEGATO 1-FASCICOLO DELLE VERIFICHE DEL MURO DI CONTENIMENTO	13

- l'esigenza di evitare sbancamenti lato monte, attestando quindi il ciglio destro della banchina in stretta adiacenza all'attuale ciglio stradale;
- la necessità di mantenere in esercizio due tombini idraulici esistenti, senza dover ricorrere ad invasivi interventi di demolizione/adequamento;

2 PROGETTO STRADALE

Per quanto riguarda la progettazione del tracciato stradale sono state adottate le medesime ipotesi di base e la stessa metodologia di tracciamento plano-altimetrico adottate nell'ambito della progettazione stradale della viabilità afferente alla "Deviazione SP55 bis" e sono stati, pertanto, garantiti i medesimi standard funzionali e di sicurezza della viabilità già realizzata, per la quale l'asse in progetto ne rappresenta il naturale prolungamento.

E' stato adottato, ovviamente, come riferimento normativo il D.M. 05/11/01 n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e successive modifiche. Si fa presente che la norma citata non ha carattere di cogenza ma solo di riferimento, in quanto si tratta di adeguamento della viabilità esistente, come si legge nell'Art. 1 del D.M. 22 aprile 2004 n. 67/s.

Dal punto di vista planimetrico, l'asse stradale, che presenta uno sviluppo complessivo di 430m (inclusi i tratti di raccordo e sovrapposizione con la viabilità della "Deviazione SP55 bis" e della rampa 6 dello svincolo di Mezzojuso), è costituito da una successione di rettifili, curve circolari e clotoidi. La successione dei rettifili e delle curve garantisce la percorrenza del tracciato, in condizioni di sicurezza, con una velocità di progetto di 40 Km/h. Si riporta, a seguire, la tabella con le caratteristiche geometriche del tracciato planimetrico:

Rettifilo n°1 - Lunghezza (m):19.28
Clotoide n°1 - Parametro A:50.000 - Lunghezza (m):1 6.67
Raccordo n°1 - Raggio (m):150.00 - Lunghezza (m):16 .14
Clotoide n°2 - Parametro A:50.000 - Lunghezza (m):1 6.67
Rettifilo n°2 - Lunghezza (m):33.28
Clotoide n°3 - Parametro A:47.000 - Lunghezza (m):1 5.78
Raccordo n°2 - Raggio (m):140.00 - Lunghezza (m):8. 16
Clotoide n°4 - Parametro A:43.000 - Lunghezza (m):1 3.21
Rettifilo n°3 - Lunghezza (m):0.75
Clotoide n°5 - Parametro A:40.000 - Lunghezza (m):2 0.00
Raccordo n°3 - Raggio (m):80.00 - Lunghezza (m):12. 70
Clotoide n°6 - Parametro A:40.000 - Lunghezza (m):2 0.00
Rettifilo n°4 - Lunghezza (m):144.35
Clotoide n°7 - Parametro A:54.000 - Lunghezza (m):1 8.23
Raccordo n°4 - Raggio (m):160.00 - Lunghezza (m):43 .34
Clotoide n°8 - Parametro A:54.000 - Lunghezza (m):1 8.23
Rettifilo n°5 - Lunghezza (m):13.69

Di seguito si riporta la tabella con le caratteristiche geometriche del tracciato altimetrico, composto da una successione di livellette e raccordi parabolici:

Parabola n°1 - Raggio (m):1500.00 - Lunghezza (m):3 6.000 - K:15.000 (Concavo)
Livelletta n°2 - Pendenza (h/b):2.595%
Parabola n°2 - Raggio (m):5000.00 - Lunghezza (m):2 4.739 - K:50.000 (Convesso)
Livelletta n°3 - Pendenza (h/b):2.100%
Parabola n°3 - Raggio (m):1000.00 - Lunghezza (m):2 9.084 - K:10.000 (Concavo)
Livelletta n°4 - Pendenza (h/b):5.009%
Parabola n°4 - Raggio (m):1500.00 - Lunghezza (m):3 9.378 - K:15.000 (Convesso)
Parabola n°5 - Raggio (m):3000.00 - Lunghezza (m):3 9.243 - K:30.000 (Convesso)
Livelletta n°6 - Pendenza (h/b):1.075%
Parabola n°6 - Raggio (m):1000.00 - Lunghezza (m):2 0.267 - K:10.000 (Concavo)
Livelletta n°7 - Pendenza (h/b):3.102%

3 PROGETTAZIONE IDRAULICA

Le opere idrauliche, da prevedere nell'ambito della viabilità oggetto di studio, sono finalizzate allo smaltimento delle acque meteoriche intercettate dalla piattaforma stradale ed alla regimazione del deflusso delle acque del reticolo idrografico interferente con il corpo stradale in progetto.

3.1 Acque di piattaforma

Lo smaltimento delle acque di piattaforma avviene secondo due modalità, in funzione della sezione stradale tipo:

- Tratti in rilevato: l'acqua di piattaforma viene raccolta al margine laterale ed avviata ai fossi di guardia, posti al piede del rilevato, attraverso canalette ad embrice prefabbricate;
- Tratti in trincea: le acque di piattaforma defluiscono lungo il margine laterale rivestito in cls, di larghezza variabile, compreso tra il ciglio destro della banchina di progetto ed il piede del muro esistente; lo scarico delle acque avviene all'interno dei pozzetti di monte dei 3 tombini idraulici che insistono lungo il tratto di viabilità in esame (TS29E ,TS29D, TS29C);

Il dimensionamento degli elementi di drenaggio è stato effettuato secondo le medesime metodologie di calcolo e criteri progettuali assunti alla base della progettazione della viabilità afferente alla "Deviazione SP55 bis".

3.2 Acque di versante

Allo stato attuale, nel tratto di Provinciale in esame (SP55bis), sono presenti due tombini esistenti, realizzati in muratura, che si presentano in buone condizioni funzionali e strutturali e per i quali si prevede il mantenimento in esercizio, attuando solo i seguenti interventi conservativi:

- rimozione dal materiale accumulato all'interno delle canne e dei pozzetti;
- ripristino di eventuali porzioni ammalorate;
- demolizione dei parapetti esistenti;
- installazione, al di sopra dei pozzetti, di grigliati metallici di chiusura;
- realizzazione/ripristino delle inalveazioni di imbocco e sbocco.

Si riportano, a seguire, le immagini relativi ai due tombini esistenti da mantenere, codificati come:

- TS29D: scatolare in muratura di dimensioni 0.80m x 1.40m (pk. 0+121,11);
- TS29E: scatolare in muratura di dimensioni 0.80m x 0.80m (pk. 0+289.14).



Figura 2 – Documentazione fotografica tombini esistenti

A seguito dei sopralluoghi effettuati nell'ultimo periodo, si sono riscontrate abbondanti venute di acqua dal versante, concentrate subito dopo il limite di intervento della rampa 6 dello svincolo di Mezzojuso, in corrispondenza di un accesso al campo soprastante. Le acque, non opportunamente regimate, tracimano al di sopra della provinciale esistente, disperdendosi a valle della stessa, essendo ad oggi mancante un'adeguata inalveazione fino al tombino TP30, esistente da mantenere.

Per tali ragioni, si ritiene opportuno aggiungere, agli attraversamenti idraulici esistenti, un tombino di nuova realizzazione posto alla progressiva di progetto 0+52,090, che sarà costituito da un pozzetto di monte a quota strada e da una canna circolare in c.a. \varnothing 1000mm; verranno realizzate, altresì, le inalveazioni in materassi tipo "Reno", allo sbocco ed all'imbocco dell'opera. Il nuovo tombino verrà identificato con la codifica "TS29C" (Tombino circolare, di nuova realizzazione di diametro D=1000 m).

Per tutto lo sviluppo del nuovo tratto viario, in testa alla scarpata di monte, è stata prevista la realizzazione di fossi di guardia trapezi, di dimensioni $b=0.50m$ ed altezza variabile (min.=0.50m), preposti ad intercettare le acque di ruscellamento superficiale, provenienti dal versante. Detto fosso di gronda sarà rivestito in cls e recapiterà le acque nelle inalveazioni di imbocco dei tombini. È stato previsto, inoltre, un fosso di guardia al piede del rilevato per la raccolta delle acque recapitate dalle canalette ad embrice.

Tutte le inalveazioni di monte, di sbocco e di collegamento fra i manufatti idraulici, sono previste rivestite con materassi tipo "Reno".

In aggiunta ai presidi idraulici sopradescritti, alla luce del severo regime pluviometrico che ha contraddistinto le aree di intervento nel corso dei mesi di Gennaio e Febbraio 2015, si prevede la realizzazione una trincea drenante per la captazione delle acque di infiltrazione sub-superficiale provenienti dal versante, da predisporre a tergo del muro di sostegno esistente e riempita con materiale arido drenante. Le acque così captate verranno recapitate, mediante un tubo micro fessurato, ai manufatti di imbocco dei tombini.

3.3 Verifiche idrauliche tombini (esistenti e nuovo)

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche idrauliche dei seguenti manufatti , posti al di sotto della ramo stradale in progetto :

- TS29D: scatolare in muratura di dimensioni 0.80m x 1.40m (pk. 0+121,11)-esistente;
- TS29E: scatolare in muratura di dimensioni 0.80m x 0.80m (pk. 0+289.14)-esistente.
- TS29C : tombino circolare , di nuova realizzazione di diametro D=1000 m (pk. 0+52,090)-di progetto.

Di seguito si riporta lo stralcio planimetrico della corografia dei bacini aggiornato considerando come nuove sezione di chiusura quelle in corrispondenza dei tombini esistenti e di nuova realizzazione. Tali aree sono state utilizzato per il calcolo delle portate liquidi afferenti ai manufatti di attraversamento.

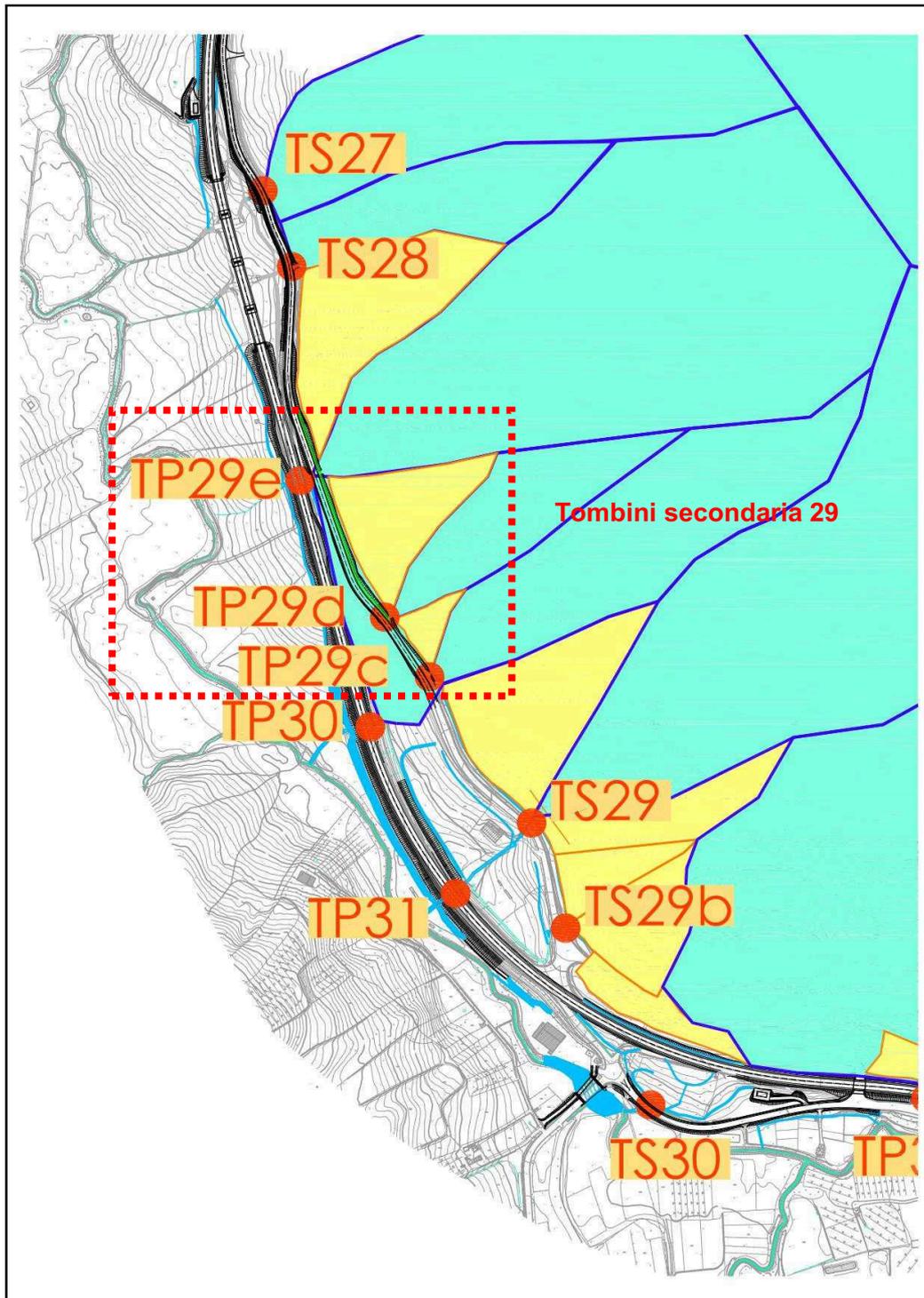


Figura 3 – Stralcio planimetrico corografia dei bacini

Fermo restando la correttezza delle ipotesi formulate in fase di PEA, in accordo con il C.G., si è ritenuto opportuno, in questa fase, mantenere in esercizio i due tombini esistenti e inserire un nuovo attraversamento in corrispondenza di una inalveazione esistente, ciò al fine di migliorare il sistema di drenaggio superficiale nella zona in esame, da leggere come precauzione aggiuntiva a fronte delle condizioni pluviometriche anomale registrate nei mesi a cavallo tra 2014 e 2015. Il mantenimento dei due tombini esistenti, oltre che per la idoneità della sezione idraulica, come di seguito dimostrato con le

verifiche, è stata altresì consentita dalle buone condizioni strutturali e funzionali in cui si presentano i due tombini allo stato attuale.

Il mantenimento dei tombini e l'inserimento del nuovo attraversamento ha richiesto la variazione planimetrica dei fossi di guardia a monte della viabilità secondaria e tra essa e la viabilità principale. In corrispondenza delle nuove inalveazioni di monte e di valle si provvederà, in particolare, ad interrompere ed a prevedere lo scarico dei fossi di guardia di progetto.

Si riportano, a seguire, per fornire un quadro esaustivo della modifica in oggetto, i dimensionamenti idrologi-idraulici nella nuova configurazione di PED.

Le verifiche sono state svolte adottando gli stessi input idrologici, le stesse ipotesi di calcolo e gli stessi criteri progettuali riportati nella relazione idrologica e nella relazione idraulica di PEA, cui si rimanda per maggiori dettagli.

Tabella 3-1. Tombini sotto la viabilità secondaria (TS) – PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO (PED)

COD	Progr. [km]	Tipo	Forma sezione	Materiale	Dimensioni	
					B	H o D
TS29E	12+397	Esistente da adeguare	scatolare	c.a.	0.80	0.80
TS29D	12+457	Esistente da adeguare	scatolare	c.a.	0.80	1.40
TS29C	12+477	Nuova realizzazione	circolare	c.a.		1.00

Tabella 3.2. Portate al colmo di piena dei tombini sotto la viabilità secondaria – PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO (PED)

Opera	Progr.	Bacino	a [mm]	n [1]	h [mm]	A _b [ha]	A _f [ha]	A _{tot} [ha]	L _a [m]	z _{max} [m]	z ₀ [m]	z _m [m]	t _c [hr]	φ [1]	Q [m ³ /s]	v [m/s]
TP29C	12+477	San Leonardo 1	46.45	0.5	24.63	4.80	0.00	4.80	555	510	393	451.5	0.28	0.4	0.47	0.55
TP29D	12+457	San Leonardo 1	46.45	0.50	24.32	3.17	0.00	3.17	360	460	394	427	0.27	0.4	0.31	0.37
TP29E	12+397	San Leonardo 1	46.45	0.50	28.01	15.06	0.00	15.06	630	547	401	474	0.37	0.4	1.29	0.48

Tabella 3-3. Verifiche idrauliche dei tombini che intercettano la viabilità principale e le viabilità secondarie in affiancamento – PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO (PED)

Cod.	Q _p [m ³ /s]	B	H oD	A [m ²]	RH [m]	KS [m ^{1/3} /s]	i []	v _{max} [m/s]	Q _{max} [m ³ /s]
TS29C	0.47	0.80	0.80	0.587	0.296	70	3.5	5.90	3.42
TS29D	0.31	0.80	1.40	0.784	0.284	70	1.0	3.02	2.37
TS29E	1.29		1.00	0.448	0.233	70	1.2	2.91	1.30

Per tutti gli attraversamenti idraulici trattati, si verifica che la portata massima smaltibile, con adeguato franco idraulico, risulta superiore alle portate di picco di progetto, valutate per un Tr=100anni.

5 ELENCO ELABORATI COSTITUENTI LA MODIFICA TECNICA

Si riporta a seguire l'elenco degli elaborati relativi alla progettazione del tratto di viabilità Tronco 29bis, emessi nella presente fase di PED ed a cui si rimanda per maggiori dettagli.

4 - IDROLOGIA E IDRAULICA							
4.2 - Planimetrie idrauliche							
Planimetria idraulica	1:1.000	A1	PAIDP003	_	41	_	4137
6 - PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA							
6.3 VIABILITA' COMPLEMENTARI E SECONDARIE							
6.3.1 - Planimetrie							
Tronco 29 bis - Planimetria di progetto	1:1.000	A1	PAVSP005	_	40	_	4137
Tronco 29 bis - Planimetria di tracciamento	1:1.000	A1	PAVSP006	_	40	_	4137
6.3.2 - Profili							
Tronco 29 bis - Profilo altimetrico	1:1.000/1:100	A1++	PAVSL003	_	40	_	4137
6.3.4 - Sezioni trasversali							
Tronco 29 bis	1:200	A3	PAVSM002	_	40	_	4137
Tronco 29 bis - Sezione tipo e dettagli del muro di sostegno di nuova realizzazione	varie	A3	PAVSW002	_	40	_	4137
6.4 - SEGNALETICA E BARRIERE DI SICUREZZA							
Planimetria segnaletica e barriere di sicurezza – Tronco 29 bis	1:1.000	A0	PASBP003	_	40	_	4137
7 - OPERE D'ARTE							
7.8 TOMBINI IDRAULICI							
7.8.4 Viabilità secondarie							
Tombino TS29 bis- Tav.1 Pianta e sezioni	varie	A1	PATS29cN001	_	40	_	4137
Tombino TS29 bis- Tav.2 Carpenterie armature e particolari	varie	A1	PATS29cN002	_	40	_	4137

p. A.T.I. Progettisti- POLITECNICA – A.C.S.
Ing. Marcello Mancone



6 ALLEGATO 1-FASCICOLO DELLE VERIFICHE DEL MURO DI CONTENIMENTO

SEZIONE DI CALCOLO

Di seguito si riporta la geometria della sezione di calcolo del manufatto in esame

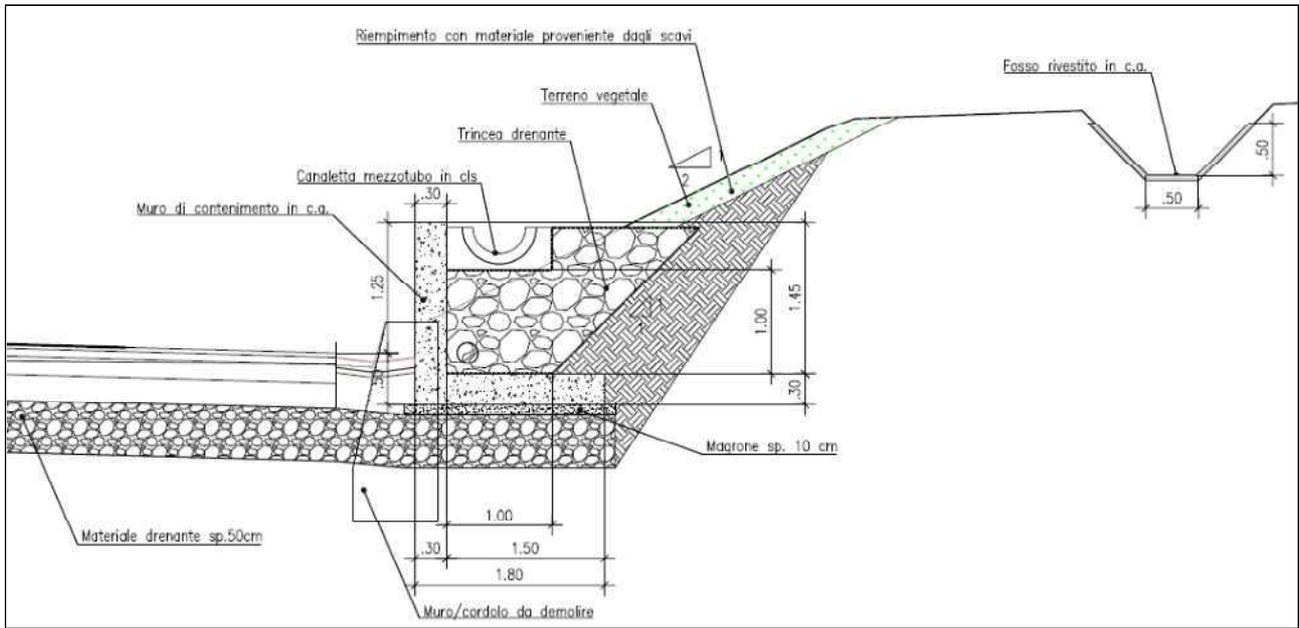


Figura 4 – Sezione tipo nuovo muro di contenimento lato monte

STRATIGRAFIA E MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Per il muro oggetto della presente nota di calcolo, sono stati considerati tre tipi di terreno:

- Terreno in sito
- Materiale drenante
- Pacchetto stradale

Stratigrafia

tipo	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' [kPa]
terreno in sito/riempimento	20	20	0
materiale drenante	19	33	0
pacchetto stradale	19	35	0

c' = coesione efficace;

γ = peso di volume;

φ' = angolo d'attrito efficace;

ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel seguito i vari gruppi di condizioni elementari di carico suddivise in pesi propri e azioni variabili, azioni eccezionali dovute al sisma. Successivamente le CCE vengono combinate come prescritto dalla normativa per ottenere le combinazioni di carico con le quali eseguire le verifiche in condizioni statiche e sismiche, agli stati ultimi e di esercizio.

Condizioni di Carico Elementari (CCE)

Oltre al peso proprio del muro (25 kN/m^3), si riportano le azioni considerate nel dimensionamento e nelle verifiche della struttura di progetto:

- a) Spinta statica del terreno (carico permanente): Il calcolo delle spinte basato sul "metodo del cuneo di tentativo" (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi, facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno;
- b) Sovraccarico sulla scarpata di monte, per considerare 30 cm di ricoprimento vegetale, $q = 6 \text{ kN/m}^2$ carico permanente. Nel metodo iterativo del cuneo di tentativo, che per la sua formulazione mette in conto le azioni esterne direttamente nell'equazione risolutiva, le forze che in un dato istante risultano esterne al cuneo di calcolo non partecipano a tale soluzione, quelle interne partecipano invece in modo diretto alla determinazione della risultante della spinta del terreno e non vengono quindi sovrapposte a posteriori;
- a) Azione sismica del terreno (carico eccezionale): In zona sismica, per l'opera di sostegno, viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, paragrafo 7.11.6). Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico. I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:
- $k_h = \beta_m \cdot (a_{\max}/g)$ per verifiche geotecniche locali
 - $k_h = \beta_s \cdot (a_{\max}/g)$ per verifiche geotecniche di stabilità globale
 - $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$
 - $a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$

Dove:

$\beta_{m/s}$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

- $k_h = \beta_m a_{\max} / g = 0.477$
- $a_{\max} = S_S S_T a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.166 = 1.99$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $A_g/g = 0.166$
- $S_S = 1.20$
- $S_T = 1.0$
- $g =$ accelerazione di gravità
- $\beta_m = 0.24$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- $\beta_s = 0.24$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro. L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi. La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;
 K è il coefficiente di spinta del terreno;
 h è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;

L'incremento di spinta dovuto al sisma è assunto agente nello stesso punto di quella statica (caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede).

b) Azione sismica della struttura (carico eccezionale): le forze d'inerzia orizzontali F_i delle pareti verticali, dovute al sisma, sono state valutate come: $F_i = k_h W_i$, dove k_h è il coefficiente di accelerazione sismica di cui al paragrafo precedente e W_i è il peso dell'elemento strutturale considerato.

Combinazioni di carico (C.C.)

Le varie azioni F_x , F_y , F_z , M_x , M_y ed M_z per le varie condizioni elementari di carico (CCE: pesi, carico di esercizio, vento+, vento- etc), queste sono state sommate in una serie di "combinazioni di carico" (C.C.) di tipo SLU (Stato Limite Ultimo) e SLE (Stato Limite di Esercizio), statiche e sismiche.

La normativa, in sintesi, prevede due differenti approcci per la valutazione della sicurezza delle costruzioni:

Approccio 1: si determinano sollecitazioni e resistenze applicando le seguenti combinazioni (il segno "+" indica semplicemente "combinazione" e non "somma") di coefficienti parziali e verificando che i requisiti di sicurezza siano soddisfatti contemporaneamente per entrambe:

- Combinazione 1 (A1) + (M1) + (R1)
- Combinazione 2 (A2) + (M2) + (R2)

Approccio 2: si determinano sollecitazioni e resistenze applicando la seguente combinazione di coefficienti parziali e verificando che i requisiti di sicurezza siano soddisfatti:

- Combinazione 1 (A1) + (M1) + (R3)

Secondo l'Approccio 1, i valori dei coefficienti parziali utilizzati, desunti dal DM, sono stati i seguenti:

Gruppo A1 – Azioni

Azioni permanenti	favorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 1.00$
	sfavorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 1.30$
Azioni permanenti (non strutturali)	favorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 0.00$
	sfavorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 1.50$
Azioni accidentali	favorevoli alla sicurezza	$\gamma_Q = 0.00$
	sfavorevoli alla sicurezza	$\gamma_Q = 1.50$

Gruppo A2 – Azioni

Azioni permanenti	favorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 1.00$
-------------------	---------------------------	-------------------

	sfavorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 1.00$
Azioni permanenti (non strutturali)	favorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 0.00$
	sfavorevoli alla sicurezza	$\gamma_G = 1.30$
Azioni accidentali	favorevoli alla sicurezza	$\gamma_Q = 0.00$
	sfavorevoli alla sicurezza	$\gamma_Q = 1.30$

Gruppo M1 – Materiali

Resistenza caratteristica calcestruzzo	$\gamma_{cls} = 1.50$
Resistenza caratteristica acciaio armatura	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza caratteristica acciaio da carpenteria	$\gamma_{M0} = 1.05$
Tangente angolo di resistenza al taglio del terreno	$\gamma_\phi = 1.00$
Coesione efficace	$\gamma_{c'} = 1.00$
Coesione non drenata	$\gamma_{cu} = 1.00$
Peso di volume terreno	$\gamma_Y = 1.00$

Gruppo M2 – Materiali

Resistenza caratteristica calcestruzzo	$\gamma_{cls} = 1.50$
Resistenza caratteristica acciaio armatura	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza caratteristica acciaio da carpenteria	$\gamma_{M0} = 1.05$
Tangente angolo di resistenza al taglio del terreno	$\gamma_\phi = 1.25$
Coesione efficace	$\gamma_{c'} = 1.25$
Coesione non drenata	$\gamma_{cu} = 1.40$
Peso di volume terreno	$\gamma_Y = 1.00$

Gruppo R1 – Coefficienti di sicurezza

Capacità portante fondazioni superficiali	$\gamma_R = 1.00$
Scorrimento fondazioni superficiali	$\gamma_R = 1.00$

Gruppo R2 – Coefficienti di sicurezza

Capacità portante fondazioni superficiali	$\gamma_R = 1.80$
Scorrimento fondazioni superficiali	$\gamma_R = 1.10$

Per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2-M2-R2). Per le rimanenti verifiche geotecniche e strutturali, le combinazioni di carico vengono formulate secondo l'Approccio 2 della vigente normativa NTC '08 (per la verifica a ribaltamento vengono considerati i coefficienti EQU e M2). Per le verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno si utilizza la combinazione 2 dell'Approccio 1 (punto 6.5.3.1.1 delle NTC 2008).

Si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico considerate.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0

EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	1.3	0	0
SIS	A0	M1	R3	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R3	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	1.3	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	1.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	1	0	0

ANALISI DELLA STRUTTURA

Il dimensionamento del muro è stato effettuato in corrispondenza della sezione con altezza maggiore $h=1.45$. Il muro con fondazione superficiale è stato analizzato con il metodo dell'equilibrio limite. Per questa struttura di sostegno, il fattore di struttura q è stato preso uguale a 1. L'analisi e le verifiche geotecniche strutturali sono state eseguite con l'ausilio del software WallCad+ dalla Concrete s.r.l., versione 7.12.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Sono state eseguite le seguenti verifiche geotecniche

a) VERIFICHE geotecniche DI STABILITÀ LOCALE

Le verifiche previste dalla normativa vigente e quindi quelle eseguite dal programma *WallCAD* per la verifica delle opere di sostegno sono:

- verifica allo scorrimento (traslazione sul piano di posa);
- verifica al ribaltamento;
- verifica alla capacità portante.

Verifica allo scorrimento

Lo scorrimento dell'opera di sostegno avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito ed eventuale coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la frazione della spinta passiva.

Il coefficiente di sicurezza si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti e mobilizzanti:

$$v = \frac{F_{stab}}{F_{mob}} = \frac{(N_y + T_y) \cdot \vartheta + N_x + \alpha \cdot S_p + c_a \cdot B}{T_x}$$

dove:

N_x, T_x = componenti delle forze normali e di taglio lungo il piano di scorrimento;

N_y, T_y = componenti delle forze normali e di taglio normali al piano di scorrimento;

ϑ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

α = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno a valle dell'opera di sostegno;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione propria;

B = larghezza della fondazione.

Verifica al ribaltamento

Il ribaltamento consiste nella possibilità di rotazione dell'opera di sostegno attorno ad un centro di rotazione, convenzionalmente preso nel punto più a valle della fondazione. Il coefficiente di sicurezza si ottiene dal rapporto tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti.

$$v = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{\sum F_v \cdot b + \sum S_y \cdot d}{\sum F_h \cdot h}$$

dove:

F_v = forze verticali agenti sull'opera di sostegno;

F_h = forze orizzontali agenti sull'opera di sostegno;

S_y = componenti verticali delle spinte agenti sull'opera di sostegno;

b, h, d = relativi bracci delle forze rispetto al punto di rotazione.

Verifica di capacità portante

La capacità portante di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo della fondazione ed il carico agente, sia non minore di un prefissato limite. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite. Nel caso in oggetto la fondazione del muro può essere considerata nastriforme.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è fatta con il metodo di Brinch-Hansen.

Metodo di Brinch-Hansen

La capacità portante valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen risulta, nel caso generale*:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione

(depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione

(depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5;$$

$$i_y = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 45^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^0}{147^0}; \quad b'_c = \frac{\eta^0}{147^0}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2,7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$
$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

*** Come indicato da alcuni autori per essere maggiormente a favore di sicurezza, il programma non utilizza contemporaneamente i coeff. s_i insieme ai coeff. i_i .**

b) VERIFICHE geotecniche DI STABILITÀ globale

Oltre alle verifiche di stabilità locali la normativa vigente prevede per tutte le opere geotecniche una verifica globale della zona adiacente all'opera di sostegno. L'ampiezza della zona ed i meccanismi di rottura indagati devono essere tali da racchiudere il muro di sostegno stesso ed eventuali opere vicine, lungo le superfici di minimo coefficiente di sicurezza. Tali analisi vengono normalmente condotte con i metodi all'equilibrio limite della analisi di stabilità dei pendii.

I metodi all'equilibrio limite implementati da WallCAD per eseguire l'analisi di stabilità globale dell'opera sono i tradizionali:

- Metodo di Fellenius;
- Metodo di Bishop;

Tali metodi sono stati scelti sia perché sono notoriamente tra i più cautelativi, sia perché permettono di considerare anche il caso di analisi sismica. Nella presente relazione vengono presentate le verifiche di stabilità globale eseguite con il metodo di Bishop.

Metodo di Bishop

Si assume che la superficie di scivolamento possa essere assimilata ad un arco di circonferenza. Se si considera la massa interessata dallo scivolamento suddivisa in n conci, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti generati dalle forze agenti sui singoli conci rispetto al centro della circonferenza stessa

$$FS = \frac{M_S}{M_R}$$

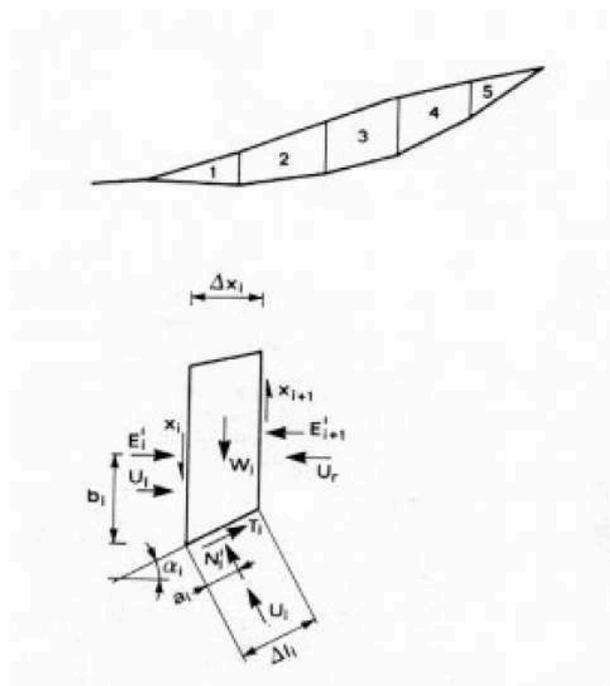
In cui M_R è il momento delle forze ribaltanti pari a

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

M_S è il momento stabilizzante dato da

$$M_S = \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \cdot \tan \varphi_i) \cdot \Delta l_i$$

dove r e Δl_i sono rispettivamente il raggio e la lunghezza della base del concio considerato. Nel metodo di Bishop si assume che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, perciò, se si esprime la resistenza mobilizzata T_i come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza FS (assunto uguale a quello dell'equazione generale), e si ricava N dall'equilibrio alla traslazione verticale:



$$N_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - (1/FS) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot [1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i) / FS]}$$

ottenendo:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \phi_i] \cdot [1 / M_i(\alpha)]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

con

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{FS} \right)$$

Per la determinazione di FS è richiesta una procedura per successive approssimazioni: si fissa dapprima un valore di tentativo di FS pari ad 1 a secondo membro e si ricava un successivo valore da introdurre nelle sommatorie, fino a raggiungere attraverso iterazioni un grado di approssimazione pari a 0.001.

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$\begin{aligned} k_h &= \beta_s \cdot (a_{max}/g) \\ k_v &= \pm 0.5 \cdot k_h \\ a_{max} &= S_D \cdot S_T \cdot a_g \end{aligned}$$

Dove:

β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_D è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_D di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_D sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dall'utente, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

Il margine di sicurezza alla stabilità del pendio ottenuto deve essere valutato e motivato dal progettista.

VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali agli SLU e SLE vengono condotte come prescritto dalla normativa italiana NTC '08 e relativa circolare esplicativa.

RISULTATI

Muro h=1.45 m

Verifiche di stabilità locale

Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 1
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 16.3 cm (comb. SIS-2)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 1053 daN cm (comb. SIS-1)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 180 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.64 daN/cmq (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.29 daN/cmq (comb. STR-1)

Verifica a traslazione

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-2	
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)	
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.4
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.4
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 63 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 15 daN
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.57

Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4	
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 2529 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -5568 daN cm
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 2.2

Verifica al carico limite

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1	
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)	
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione	: 0 °
Profondità del piano di posa	: 45 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.086 daN/cm ²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 33 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0019 daN/cm ³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 13 °
Base efficace	: 145 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 15.1 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 65.8 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 391.2 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 4.25

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c = 39$	$N_q = 26$	$N_g = 24$
Coefficienti di forma	$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_g = 1$
Coefficienti di profondità	$d_c = 1.1$	$d_q = 1.07$	$d_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c = 0.52$	$i_q = 0.54$	$i_g = 0.42$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c = 1$	$g_q = 1$	$g_g = 1$

Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4
 Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4
 Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.18
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
 X centro della superficie critica : 24 cm
 Y centro della superficie critica : 880 cm
 Raggio della superficie critica : 921 cm
 Forza di bilancio : -9.8 daN/cm
 Volume spostato dalla superficie critica : 12.84 m³/m
 Peso spostato dalla superficie critica : 25693 daN/m

Verifiche strutturali muro

La fondazione è armata con $\varnothing 12/200$ come armatura principale e $\varnothing 12/200$ come armatura di ripartizione; per il paramento sono previsti $\varnothing 12/200$ come armatura verticale e $\varnothing 8/200$ come armatura orizzontale di ripartizione. Tutte le verifiche strutturali della fondazione del paramento muro risultano soddisfatte e sono riportate nel seguente fascicolo di calcolo.

Fascicolo di calcolo

Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.12

Identificatore licenza: WP-3765625

Intestatario della licenza: POLITECNICA - INGEGNERIA ED ARCHITETTURA - MODENA

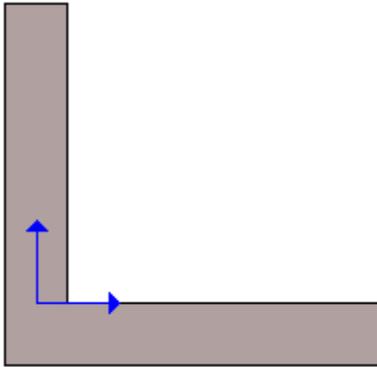
Versione regolarmente licenziata

Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

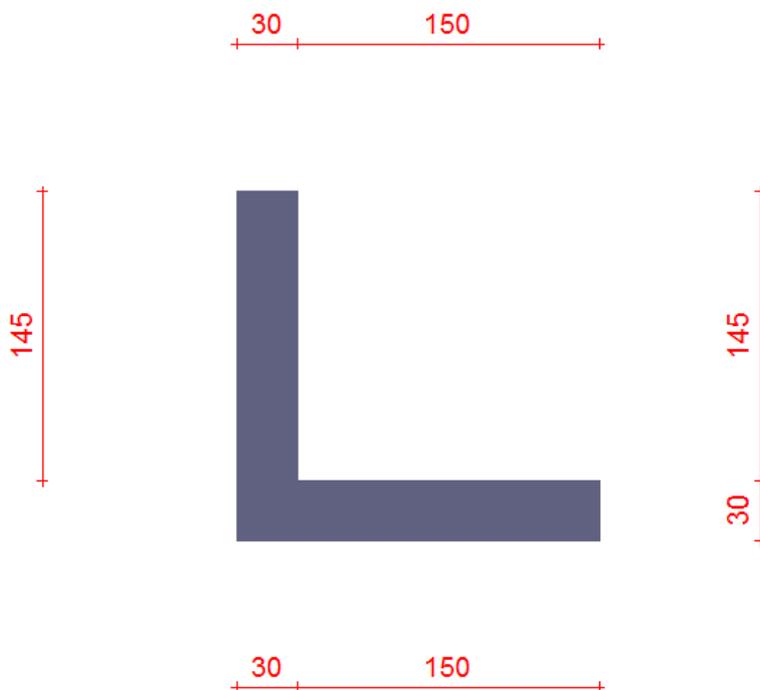
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro : 180 cm

Altezza totale del muro	: 175 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³
Paramento	
Base inf.	: 30 cm
Base sup.	: 30 cm
Altezza	: 145 cm
Disassamento	: 0 cm
Zoccolo centrale in fondazione	
Larghezza	: 30 cm
Altezza a sx	: 30 cm
Altezza a dx	: 30 cm
Sfalsamento	: 0 cm
Mensola destra in fondazione	
Larghezza	: 150 cm
Alt.interna	: 30 cm
Alt.esterna	: 30 cm
Disassamento	: 0 cm

Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

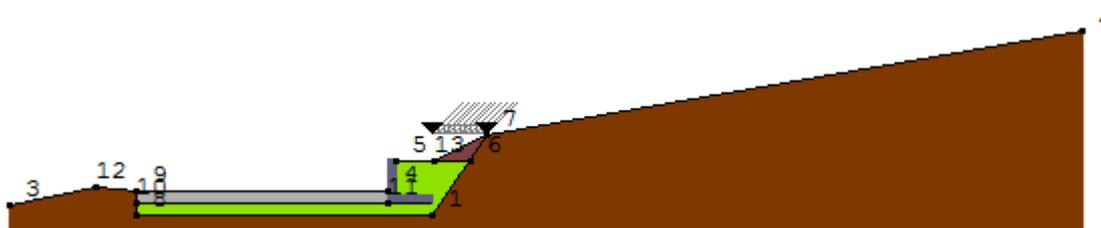
G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Drenante	2100	1900	33,00	0,000	0,000	0,00	0,00	1,00	0,46	700	270	1,00E+00
2	Terreno in sito	2100	1950	20,00	0,000	0,000	0,00	0,80	1,00	0,66	20	7	1,00E-07
3	Riempimento	2200	2000	20,00	0,000	0,000	0,00	0,50	1,00	0,66	40	15	1,00E-05
4	Pacc strdale	2100	1900	35,00	0,000	0,000	0,00	0,00	1,00	0,43	700	270	1,00E+00

Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: Terreno in sito

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	165	-80
2	7	385	240

Strato n.2, materiale sottostante: Terreno in sito

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-1535	-40
2	12	-1185	30
3	9	-1025	17

Strato n.3, materiale sottostante: Drenante

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	5	15	140
2	13	170	140

Strato n.4, materiale sottostante: Pacc strdale

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	9	-1025	17
2	4	-15	15

Strato n.5, materiale sottostante: Drenante

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	9	-1025	17
2	10	-1025	-30

Strato n.6, materiale sottostante: Drenante

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	10	-1025	-30
2	11	-15	-30

Strato n.7, materiale sottostante: Terreno in sito

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	10	-1025	-30
2	8	-1025	-80
3	1	165	-80

Strato n.8, materiale sottostante: Terreno in sito

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	7	385	240
2	2	2775	660

Strato n.9, materiale sottostante: Drenante

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	11	-15	-30
2	-	15	-30
3	-	165	-30

Strato n.10, materiale sottostante: Riempimento

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	13	170	140
2	7	385	240

Strato n.11, materiale sottostante: Drenante

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	13	170	140
2	6	315	140

Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 165 cm

Y (asse Z globale): 250 cm

Ampiezza: 220 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,06 daN/cm²

Valore finale: -0,06 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo

Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen

Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Distribuzioni di spinte e pressioni

Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2).Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.09	0	0	0	0	0	0	0	-0.09	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.11	0	0	0	0	0	0	0	-0.11	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.16	0	0	0	0	0	0	0	-0.16	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.12	0	0	0	0	0	0	0	-0.12	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.09	0	0	0	0	0	0	0	-0.09	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.09	0	0	0	0	0	0	0	-0.09	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.12	0	0	0	0	0	0	0	-0.12	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.11	0	0	0	0	0	0	0	-0.11	0

Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	15	145	15	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15	140	15	0	0	0	-0.08	0	0	0	0	0	0	0	-0.08	0

Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.07	0	0	0	0	0	0	0	0.07	0
3	-15	0	-15	-30	0.07	0	-0.07	0	0	0	0	0	0.07	0	-0.07	0

Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.09	0	0	0	0	0	0	0	0.09	0
3	-15	0	-15	-30	0.09	0	-0.09	0	0	0	0	0	0.09	0	-0.09	0

Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
----	-------------------	--	--	--	---------	--	--	--	-------	--	--	--	--------	--	--	--

	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.09	-0.03	0	0	0	0	0	0	0.09	-0.03
3	-15	0	-15	-30	0.09	-0.03	-0.09	-0.08	0	0	0	0	0.09	-0.03	-0.09	-0.08

Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	0.07	-0.02
3	-15	0	-15	-30	0.07	-0.02	-0.07	-0.06	0	0	0	0	0.07	-0.02	-0.07	-0.06

Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.14	0	0	0	0	0	0	0	0.14	0
3	-15	0	-15	-30	0.14	0	-0.14	0	0	0	0	0	0.14	0	-0.14	0

Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.14	0	0	0	0	0	0	0	0.14	0
3	-15	0	-15	-30	0.14	0	-0.14	0	0	0	0	0	0.14	0	-0.14	0

Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.08	0	0	0	0	0	0	0	0.08	0
3	-15	0	-15	-30	0.08	0	-0.08	0	0	0	0	0	0.08	0	-0.08	0

Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.11	-0.01	0	0	0	0	0	0	0.11	-0.01
3	-15	0	-15	-30	0.11	-0.01	-0.11	-0.04	0	0	0	0	0.11	-0.01	-0.11	-0.04

Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.1	-0.01	0	0	0	0	0	0	0.1	-0.01
3	-15	0	-15	-30	0.1	-0.01	-0.1	-0.04	0	0	0	0	0.1	-0.01	-0.1	-0.04

Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.09	-0.01	0	0	0	0	0	0	0.09	-0.01
3	-15	0	-15	-30	0.09	-0.01	-0.09	-0.03	0	0	0	0	0.09	-0.01	-0.09	-0.03

Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.08	-0.01	0	0	0	0	0	0	0.08	-0.01

3	-15	0	-15	-30	0.08	-0.01	-0.08	-0.03	0	0	0	0	0.08	-0.01	-0.08	-0.03
---	-----	---	-----	-----	------	-------	-------	-------	---	---	---	---	------	-------	-------	-------

Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X1	Y1	X2	Y2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2	Vx1	Vy1	Vx2	Vy2
1	-15	145	-15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-15	15	-15	0	0	0	0.11	0	0	0	0	0	0	0	0.11	0
3	-15	0	-15	-30	0.11	0	-0.11	0	0	0	0	0	0.11	0	-0.11	0

Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.I (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL (Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	1.3	0	0
SIS	A0	M1	R3	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R3	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	1.3	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	1.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	1	0	0

Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-21.94
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-35.91
Spinta del terreno a monte	0	27	-12.5	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	5.06	0

Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-26.81
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-43.89
Spinta del terreno a monte	0	27	-15.28	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	6.18	0

Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-24.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-39.9
Spinta del terreno a monte	0	27	-20.16	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	5.3	0
Forza di inerzia dovuta al muro	42	24	-6.14	-3.07

Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	90	70	-10.05	-5.03
--	----	----	--------	-------

Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-24.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-39.9
Spinta del terreno a monte	0	27	-16.53	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	4.11	0
Forza di inerzia dovuta al muro	42	24	-6.14	3.07
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	90	70	-10.05	5.03

Combinazione di carico STR-1

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-31.69
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-51.87
Spinta del terreno a monte	0	27	-14.43	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	9.27	0

Combinazione di carico STR-2

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-31.69
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-51.87
Spinta del terreno a monte	0	27	-14.43	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	9.27	0

Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-24.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-39.9
Spinta del terreno a monte	0	27	-13.89	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	5.62	0

Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-24.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-39.9
Spinta del terreno a monte	0	27	-12.7	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	7.09	0
Forza di inerzia dovuta al muro	42	24	-1.9	-0.95
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	90	70	-3.12	-1.56

Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	42	24	0	-24.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	90	70	0	-39.9
Spinta del terreno a monte	0	27	-11.98	0
Spinta del terreno a valle	0	-15	6.56	0
Forza di inerzia dovuta al muro	42	24	-1.9	0.95
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	90	70	-3.12	1.56

Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm²
Modulo elastico longitudinale Ec : 311769 daN/cm²
Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15
Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7
Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4400 daN/cm²
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.6
Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 1.2
Limite sigmac/fck : 0.45
Limite sigmaf/fyk : 0.7
Ampiezza limite delle fessure : 0.1 mm
Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4
Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15

Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

As: area efficace dello strato superiore per metro

Cs: copriferro medio dello strato superiore

Ai: area efficace dello strato inferiore per metro

Ci: copriferro medio dello strato inferiore

vml: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura

cres: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta

Md: momento di calcolo

Nd: sforzo normale di calcolo

Mu: momento ultimo

Nu: sforzo normale ultimo

c.s.: coefficiente di sicurezza

vres: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

ces: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta

Me: momento in esercizio

Ne: sforzo normale in esercizio

σ_f: trazione massima sull'armatura

σ_c: compressione massima sul calcestruzzo

ves: soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta

cf: combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione

Mf: momento di calcolo per la verifica di fessurazione

Nf: sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione

Srm: interasse delle fessure

Wk: ampiezza caratteristica delle fessure

vf: soddisfacimento verifica fessurazione

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

ct: combinazione di carico critica per la verifica a taglio

VSd: taglio di calcolo

VRdc: taglio resistente in assenza di armatura a taglio

VRdmax: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse

VRds: taglio resistente in presenza di armatura a taglio

vt: soddisfacimento verifica taglio

Paramento (sezioni longitudinali attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	vm l	cres	Md	Nd	Mu	Nu	c.s.	vre s
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	36360	-1140	900913	-28249	24.8	ok
0	25	30	8.8	3.6	8.8	3.6	ok	SIS-1	21101	-935	1658736	-73510	78.6	ok
0	55	30	9.2	3.6	9.2	3.6	ok	SIS-1	9190	-701	2262111	-172636	246	ok
0	85	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-1	2902	-468	1674200	-269810	577	ok
0	115	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	STR-1	190	-293	272399	-420280	>999	ok

X	Y	H	ces	Me	Ne	∑f	∑c	ves	cf	Mf	Nf	Srm	Wk	vf
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm 2	daN/cm 2			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	30	SLE-1	25214	-1088	93	-3	ok	SLE-1	25214	-1088	-	-	ok
0	25	30	SLE-1	14195	-900	23	-1	ok	SLE-1	14195	-900	-	-	ok
0	55	30	SLE-1	5732	-675	2	-1	ok	SLE-1	5732	-675	-	-	ok
0	85	30	SLE-1	1553	-450	0	0	ok	SLE-1	1553	-450	-	-	ok
0	115	30	SLE-1	146	-225	0	0	ok	SLE-1	146	-225	-	-	ok

X	Y	H	ct	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	vt
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	30	SIS-1	-655	11945	-	-	ok
0	25	30	SIS-1	-511	11918	-	-	ok
0	55	30	SIS-1	-293	11887	-	-	ok
0	85	30	SIS-1	-136	11856	-	-	ok
0	115	30	SIS-1	-38	11825	-	-	ok

Mensola di fondazione a monte (mensola destra) (sezioni longitudinali attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	vm l	cres	Md	Nd	Mu	Nu	c.s.	vre s
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm			daN cm	daN		daN cm		
15	-15	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-2	-105946	-473	-589270	-2633	5.56	ok
45	-15	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-2	-85706	-456	-596056	-3170	6.95	ok
75	-15	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-2	-58323	-438	-614280	-4616	10.5	ok
105	-15	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-2	-30483	-421	-672653	-9283	22.1	ok
135	-15	30	5.7	3.6	5.7	3.6	ok	SIS-2	-8875	-403	-1184018	-53777	133	ok

X	Y	H	ces	Me	Ne	∑f	∑c	ves	cf	Mf	Nf	Srm	Wk	vf
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm 2	daN/cm 2			daN cm	daN	cm	mm	
15	-15	30	SLE-1	-50515	-357	335	-7	ok	SLE-1	-50515	-357	-	-	ok
45	-15	30	SLE-1	-43342	-357	283	-6	ok	SLE-1	-43342	-357	-	-	ok
75	-15	30	SLE-1	-30614	-357	191	-4	ok	SLE-1	-30614	-357	-	-	ok
105	-15	30	SLE-1	-16440	-357	89	-2	ok	SLE-1	-16440	-357	-	-	ok
135	-15	30	SLE-1	-4924	-357	9	-1	ok	SLE-1	-4924	-357	-	-	ok

X	Y	H	ct	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	vt
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
15	-15	30	SIS-2	-481	11857	-	-	ok
45	-15	30	SIS-2	-831	11854	-	-	ok
75	-15	30	SIS-2	-958	11852	-	-	ok
105	-15	30	SIS-2	-861	11850	-	-	ok
135	-15	30	SIS-2	-542	11847	-	-	ok

Bolognetta S.c.p.a.

Contratto: "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo Lercara Friddi, lotto funzionale dal Km 14,4 (Km 0,0 del lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al Km 48,0 (Km 33,6 del lotto 2 Svincolo Manganaro incluso), compresi i raccordi con le attuali SS n. 189 e SS n. 121".

Cod: MR-Pa_17_08-0704-03 Rev. 0

FORNITURA CG

Da compilare a cura del CG

FORNITURA DA AFFIDATARIO

FORNITURA DEL SUBAPPALTATORE

Ditta:.....

Lotto	Sottomissione N.
	95

Rif. Capitolato	Epu	Descrizione del materiale
		TUBI IN CALCESTRUZZO ARMATO VIBROCOMPRESSO
		φ800 - φ1000 - φ1500
		SISTEMA ATTESTAZIONE CONFORMITÀ TIPO 4 - Rif UNI EN 1916

Produttore			
MICBASILE S.r.l.			
Azienda Certificata ISO 9000	Si <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>	Marcatura CE <input checked="" type="checkbox"/>	Altro <input type="checkbox"/>

Allegati Si <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>			
Rif. Capitolato <input type="checkbox"/>	Disegni <input type="checkbox"/>	Scheda tecnica produttore <input checked="" type="checkbox"/>	Altro <input checked="" type="checkbox"/>

Note
. DICHIARAZIONE DI PRESTAZIONE . CERT. ISO 9001 . RELAZIONE TECNICA

Campionatura	
N. campioni:	Prove laboratorio - rif. Verb:

Data	Firma per Emissione Affidatario	Rif. Lettera invio a CG
Data	Firma per Emissione CG	Firma per ricevuta DL

Da compilare a cura del DL

Approvato	D.O.	D.L.	Approvato con note	D.O.	D.L.	Non approvato	D.O.	D.L.
05.06.2014								

Note/Prescrizioni DL
Si APPROVA NELLE MORE DEI RISULTATI DI EVENTUALI TEST DI LABORATORIO CHE LA SCRIVENTE DIREZIONE LAVORI RITERRA' NECESSARIO EFFETTUARE PRESSO LO STABILIMENTO DURANTE LA PRODUZIONE DEI MANUFATTI.

Approvazione definitiva

Data	Firma DL
05.06.2014	Direttore dei Lavori Ing. Fulvio Giovannini



Associato ASSOBETON
Sezione Tubi a Basso Pressione
Associaz. e Sistemi Cementizi

MICBASILE s.r.l.
Sede legale: Via D. Alighieri, 42 - 95025 Aci S. Antonio (CT)
Stabilimento: Via Penninazzo, 75 - 95029 Viagrande (CT)
Tel: 095.789.10.19 / Fax: 095.702.16.66 - Website: www.micbasile.com
E-mail: amministrazione@micbasile.com / info@micbasile.com
P.IVA 04928040674
Capitale Sociale € 20.000,00 Int. Vers.

SCHEDA TECNICA

TUBO IN CAV DIAM.80 H 100 sp 10

TUBO vibro compresso diam. cm 80 sp 10 con incastro a mezzo spessore	
NOME DEL PRODUTTORE	MIC BASILE SRL
LUOGO DI PRODUZIONE	STABILIMENTO DI VIAGRANDE CT VIA PENNINAZZO 75
IDENTIFICAZIONE MATERIALI ADOTTATI	
CEMENTO	CEM II/A LL 42.5 R
AGGREGATI	2 CLASSI GRANULOMETRICHE IMPIEGATE -DIAM MAX a < ¼ SPESSORE DEL MANUFATTO
CALCESTRUZZO	Rck > 45 N/mm ²
	CLASSE DI ESPOSIZIONE XA1
	RAPPORTO a/c 0.40
	BASSA LAVORABILITA' S1-S2
ARMATURA CARATTERISTICA	BARRE ACCIAIO
	TIPO B450 C
	DIAMETRO DIAM 10
	TENSIONE AMMISSIBILE = 4500 KG/cm ²
NORMATIVE DI RIFERIMENTO	
TUBI E RACCORDI	UNI EN 1916
CEMENTO	UNI-EN 197-1
AGGREGATI	UNI-EN 12620;UNI-8520;UNI-EN932-3
CALCESTRUZZO	UNI-EN 11104;UNI-EN 206;UNI-EN934-2;UNI-EN 1008
CARATTERISTICHE MANUFATTO	
CLASSE DI RESISTENZA	120 KN/ML
TOLLERANZA DIMENSIONALE	<2%
DURABILITA'	ADEGUATA ALLE NORMALI CONDIZIONI DI ESERCIZIO
TIPOLOGIA DI INCASTRO	A MEZZO SPESSORE
SISTEMA DI SOLLEVAMENTO	GANCIO A PINZA



Associato ASSOBETON
Sezione Tubi a Basso Pressione
Associazione di Sistemi Cementiferi

MICBASILE s.r.l.

Sede legale: Via D. Alighieri, 42 - 95025 Aci S. Antonio (CT)
Stabilimento: Via Penninazzo, 75 - 95029 Viagrando (CT)
Tel: 095.789.10.19 / Fax: 095.702.16.66 - Website: www.micbasile.com
E-mail: amministrazione@micbasile.com / info@micbasile.com
P.IVA 04928040874
Capitale Sociale € 20.000,00 Int. Vers.

SCHEDA TECNICA

TUBO IN CAV DIAM.100 H 100 sp 10

TUBO vibro compresso diam. cm 100 sp 10 con incastro a mezzo spessore		
NOME DEL PRODUTTORE	<i>MIC BASILE SRL</i>	
LUOGO DI PRODUZIONE	STABILIMENTO DI VIAGRANDE CT VIA PENNINAZZO 75	
IDENTIFICAZIONE MATERIALI ADOTTATI		
CEMENTO	CEM II/A LL 42.5 R	
AGGREGATI	2 CLASSI GRANULOMETRICHE IMPIEGATE -DIAM MAX a < 1/4 SPESSORE DEL MANUFATTO	
CALCESTRUZZO	Rck > 45 N/mmq	
	CLASSE DI ESPOSIZIONE XA1	
	RAPPORTO a/c 0.40	
	BASSA LAVORABILITA' S1-S2	
ARMATURA CARATTERISTICA	BARRE ACCIAIO TIPO B450 C	DIAMETRO DIAM 10
		TENSIONE AMMISSIBILE = 4500 KG/cm ²
NORMATIVE DI RIFERIMENTO		
TUBI E RACCORDI	UNI EN 1916	
CEMENTO	UNI-EN 197-1	
AGGREGATI	UNI-EN 12620;UNI-8520;UNI-EN932-3	
CALCESTRUZZO	UNI-EN 11104;UNI-EN 206;UNI-EN934-2;UNI-EN 1008	
CARATTERISTICHE MANUFATTO		
CLASSE DI RESISTENZA	100 KN/ML	
TOLLERANZA DIMENSIONALE	<2%	
DURABILITA'	ADEGUATA ALLE NORMALI CONDIZIONI DI ESERCIZIO	
TIPOLOGIA DI INCASTRO	A MEZZO SPESSORE	
SISTEMA DI SOLLEVAMENTO	GANCIO A PINZA	



Associato ASSOBETON
Sezione Tubi a Bosso Pressione
Associazione Italiana Cementisti

MICBASILE s.r.l.
Sede legale: Via D. Alighieri, 42 - 95025 Aci S. Antonio (CT)
Stabilimento: Via Penninazzo, 75 - 95029 Viagrande (CT)
Tel: 095.789.10.19 / Fax: 095.702.16.66 - Website: www.micbasile.com
E-mail: amministrazione@micbasile.com / info@micbasile.com
P.IVA 04928040874
Capitale Sociale € 20.000,00 Int. Vers.

SCHEMA TECNICA

TUBO IN CAV DIAM.150 H 100 sp 10

TUBO vibro compresso diam. cm 150 sp 10 con incastro a mezzo spessore		
NOME DEL PRODUTTORE	<i>MIC BASILE SRL</i>	
LUOGO DI PRODUZIONE	STABILIMENTO DI VIAGRANDE CT VIA PENNINAZZO 75	
IDENTIFICAZIONE MATERIALI ADOTTATI		
CEMENTO	CEM II/A LL 42.5 R	
AGGREGATI	2 CLASSI GRANULOMETRICHE IMPIEGATE -DIAM MAX a < ¼ SPESSORE DEL MANUFATTO	
CALCESTRUZZO	Rck > 45 N/mm ²	
	CLASSE DI ESPOSIZIONE XA1	
	RAPPORTO a/c 0.40	
	BASSA LAVORABILITA' S1-S2	
ARMATURA CARATTERISTICA	BARRE ACCIAIO TIPO B450 C	DIAMETRO DIAM 10
		TENSIONE AMMISSIBILE = 4500 KG/cm ²
NORMATIVE DI RIFERIMENTO		
TUBI E RACCORDI	UNI EN 1916	
CEMENTO	UNI-EN 197-1	
AGGREGATI	UNI-EN 12620;UNI-8520;UNI-EN932-3	
CALCESTRUZZO	UNI-EN 11104;UNI-EN 206;UNI-EN934-2;UNI-EN 1008	
CARATTERISTICHE MANUFATTO		
CLASSE DI RESISTENZA	68 KN/ML	
TOLLERANZA DIMENSIONALE	<2%	
DURABILITA'	ADEGUATA ALLE NORMALI CONDIZIONI DI ESERCIZIO	
TIPOLOGIA DI INCASTRO	A MEZZO SPESSORE	
SISTEMA DI SOLLEVAMENTO	GANCIO A PINZA	

DICHIARAZIONE DI PRESTAZIONE N° DoP AP-01/09



1. **PRODUTTORE** : MICBASILE S.r.l.
Sede Legale e di produzione – Via Dante Alighieri – Aci S. Antonio - CT
2. **PRODOTTO**: *Elementi per pozzetti circolari*
Componenti circolari in calcestruzzo armato per l'impiego in camere d'ispezione. Codice identificativo del prodotto-tipo: AP numero di tipo: 01/06 (01:200, 02:150-50, 03:150-100, 04:120-50, 05:120, 06:100-50, 07:100, 08:80-50, 09:80)
3. **USO/I PREVISTO/I**: *Accesso e areazione sistemi di scarico acque meteoriche e superficiali*
4. **NORMA ARMONIZZATA**: EN 1916
5. **LIVELLO DI ATTESTAZIONE**: *Sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione di livello 4 – prove iniziali di tipo (ITT) e controllo della produzione in fabbrica (FPC) a cura del produttore*
6. **PRESTAZIONI DICHIARATE**:

CARATTERISTICA ESSENZIALE	PRESTAZIONE DICHIARATA	SPECIFICA TECNICA ARMONIZZATA	
Dimensione apertura (dimensione nominale interna)	Ø 2000, Ø1500, Ø1200, Ø 1000 Ø 800	Consultare le disposizioni sulla sicurezza vigenti nei luoghi di utilizzo di prodotto	
Resistenza caratteristica calcestruzzo	Rck 40 MPa	EN 206-1	
Resistenza verticale elementi di riduzione/chiusura carrabili	NPD	EN 1916- Appendice B	
Tenuta idrostatica all'acqua	0.5 bar	-	
Durabilità	Durabilità elementi	Adeguata alle normali condizioni di esercizio	EN 1916 – Paragrafo 4.3.10
	Assorbimento d'acqua	< 6%	EN 1916 – Appendice D

Le prestazioni del prodotto di cui al punto 2 sono conformi alle prestazioni dichiarate di cui al punto 6. Si rilascia la presente dichiarazione sotto la responsabilità esclusiva del fabbricante di cui al punto 1.
Firmato a nome e per conto di Basile Rosario in qualità di rappresentante legale della scrivente società.

Aci Sant'Antonio li 01.07.2013

In fede

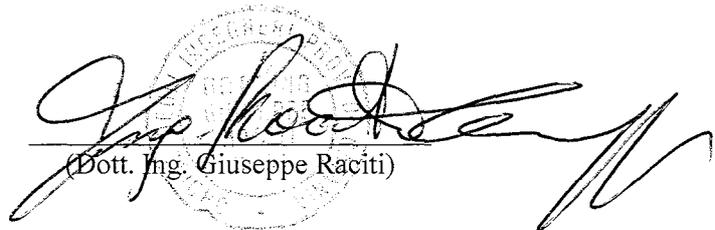
COMUNE DI ACI S. ANTONIO
Provincia di Catania

RELAZIONE TECNICA GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO

OGGETTO: Verifica di alcune tipologie di elementi prefabbricati in cemento armato interrati (tubi con diametro interno $\varphi = 80$ cm, $\varphi = 100$ cm, $\varphi = 150$ cm).

COMMITTENTE: "MICBasile S.r.l", sede legale in via Dante Alighieri n. 42 – Aci S. Antonio (CT).

IL TECNICO


(Dott. Ing. Giuseppe Raciti)

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

OGGETTO: Verifica di alcune tipologie di elementi prefabbricati in cemento armato (tubi con diametro interno $\phi = 80 \text{ cm}$, $\phi = 100 \text{ cm}$, $\phi = 150 \text{ cm}$ interrati a diverse profondità).

DITTA

PROPRIETARIA: MICBASILE s.r.l., via Dante Alighieri n. 42 – Aci S. Antonio (CT).

Il progetto prevede la verifica di manufatti prefabbricati in cemento armato prodotti dalla ditta MICBASILE s.r.l., di Basile Rosario, con sede in Aci S. Antonio (CT), via Dante Alighieri n. 42.

I manufatti che di seguito verranno calcolati e verificati sono dei tubi, che di seguito si elencano:

1. Tubo cilindrico, con diametro interno $\phi=80 \text{ cm}$, lunghezza 100 cm e spessore 10 cm, da porre in opera massimo a 5,00 mt di profondità (parte sommitale del tubo);
2. Tubo cilindrico con diametro interno $\phi=100 \text{ cm}$, lunghezza 100 cm e spessore 10 cm, da porre in opera massimo a 2,90 mt di profondità (parte sommitale del tubo);
3. Tubo cilindrico con diametro interno $\phi=150 \text{ cm}$, lunghezza 100 cm e spessore 10 cm, da porre in opera massimo a 1,50 mt di profondità (parte sommitale del tubo)

Il calcolo effettuato è con il metodo agli Stati Limiti Ultimi secondo i dettami del D.M. 14-01-2008 e Circolare Esplicativa del 02-02-2009 n. 617.

Il sovraccarico stradale è pari a 9.000 kg/mq (carico stradale) per tutte le tubazioni descritte al punto 1. e 2., mentre 6.800 Kg/mq per le tubazioni descritte al punto 3.. I materiali che verranno utilizzati saranno:

- a) conglomerato cementizio tipo C35/45 con $R_{ck} = 450 \text{ Kg/cm}^2$ con tensione ammissibile $f_{ck} = 350 \text{ Kg/cm}^2$ ($f_{cd} = 198 \text{ Kg/cm}^2$);
- b) acciaio tipo B450C, con tensione ammissibile $f_{yk} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$ ($f_{yd} = 3.910 \text{ Kg/cm}^2$);

Il terreno nel quale si prevede collocare i pozzetti ha le seguenti caratteristiche geotecniche:

- Angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$;
- Peso specifico $\gamma = 1.900 \text{ kg/mc}$;
- Angolo di attrito terra-pareti $\eta = 2/3 \times \phi = 20^\circ$.

Le armature delle pareti dei pozzetti sono quelle dettate dalla normativa (D.M. 14/01/2008 e ss.mm.ii).

Per maggiori chiarimenti si rimanda agli elaborati allegati.

Aci S. Antonio, (CT) li _____

Il Tecnico
(Dott. Ing. Raciù Giuseppe)

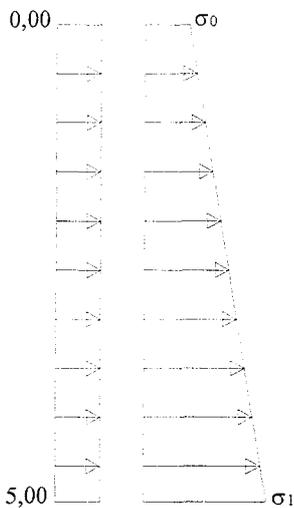

RELAZIONE CALCOLI STATICI

CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TUBO ALLA PROFONDITA' DI 5,00 MT E DEL SOVRACCARICO STRADALE CIRCOSTANTE DI PROGETTO.

Calcolo della pressione dovuta al terreno (Tubo cilindrico con diametro interno $\phi=80$ cm posto a mt. 5,00 di profondità).

Dati caratteristici del terreno:

- Angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$;
- Peso specifico $\gamma = 1900$ kg/mc;
- Angolo di attrito terra-pareti $\eta = 2/3 \times \phi = 20^\circ$.



- Spinta dovuta al terreno

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a = \frac{1}{2} \cdot 1900 \cdot 5,00^2 \cdot 0,280 = 6.650,00 \text{ kg/ml}$$

dove

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \eta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \eta) \cdot \text{sen}(\alpha - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \eta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} = 0,280$$

posto $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$

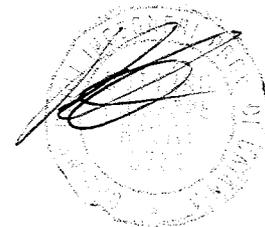
La pressione che si sviluppa alla quota - 5,00 mt vale:

$$q_{5,00} = \frac{6650,0}{5,00} = 1.330,0 \text{ kg/ml}$$

1) Pozzetto $\phi = 80$ cm, $s=10$ cm a 5,00 mt di profondità.

- Calcolo della pressione dovuta al sovraccarico stradale

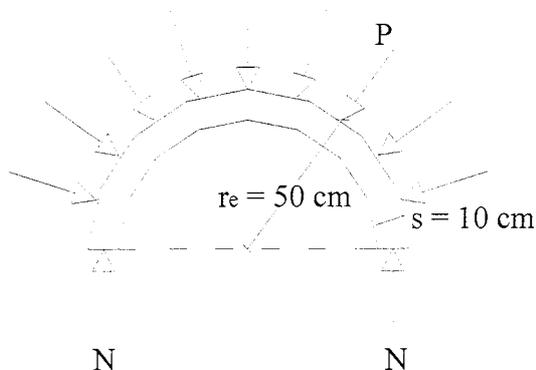
Posto il sovraccarico stradale $P=9.000$ kg/mq si ha l'altezza equivalente di terreno è:



$$h' = \frac{P}{\gamma} = \frac{9.000}{1900} = 4,73 \text{ mt}$$

La pressione è costante lungo tutta la profondità del tubo e vale:

$$q' = \gamma \cdot h' \cdot k_a = 1900 \cdot 4,73 \cdot 0,280 = 2.516,0 \text{ kg/mq}$$



Il tubo è soggetto ad una pressione radiale costante diretta verso l'interno del tubo che vale:

$$p = q_{5,00} + q' = 1.330,0 + 2.516,0 = 3.846,0 \text{ kg/mq}$$

Il tubo è semplicemente compresso e la tensione di compressione vale:

$$N = p \times r_e = 3.846,0 \times 0,50 = 1.923 \text{ kg}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{s} = \frac{1.923}{10} = 192,0 < \sigma_{c,amm}$$

Combinazione di carico determinante

Per la verifica dello stato limite ultimo devono essere considerate le combinazioni del tipo seguente:

$$Q_u = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico delle azioni variabili fra loro indipendenti

γ = coefficienti parziali di carico

$\gamma_g = 1,40$ (o 1.0 in caso di effetto favorevole); 1,35 secondo la proposta del DM 14/01/2008.

$\gamma_q = 1,50$ (o 0 in caso di effetto favorevole)

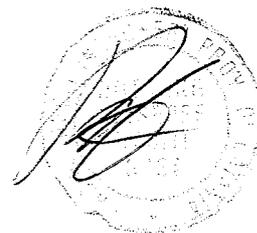
ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo; in assenza di considerazioni statistiche specifiche si assume un valore di 0,7 per le azioni variabili.

$$Q_u = 1,35 \times 1.330,0 + 1,50 \times 2.516,0 = 5569,50 \text{ kg/mq}$$

$$M_{sd} = \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot r^2 = \frac{1}{8} \cdot 5569,50 \cdot 0,50^2 = 174,04 \text{ kgm}$$

Verifica quantitativo di armatura necessaria:

$$m_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{17404}{50 \cdot 8^2 \cdot 198} = 0,02 < 0,18$$



L'armatura viene determinata con la seguente espressione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{17404}{0,9 \cdot 8 \cdot 3.910} = 0,62 \text{ cmq}$$

Si adotta un'armatura di $2\phi 10$ per ogni metro di lunghezza del tubo a metà spessore con $A_{seff} = 1,57$ cmq che corrisponde ad $1\phi 10$ ogni 40 cm

Per tenere conto di eventuali fessurazioni e deformazioni, deve essere verificata la seguente relazione di armatura tesa minima:

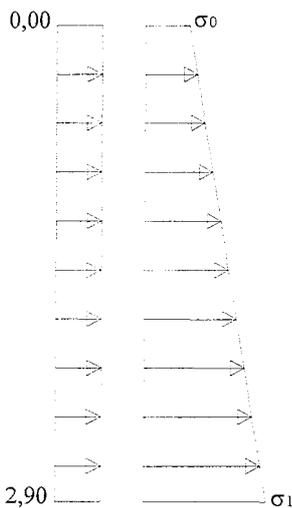
$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_{y,k}} \cdot b \cdot h = \frac{1,4}{4500} \cdot 50 \cdot 8 = 0,12 \text{ cmq}$$

CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TUBO ALLA PROFONDITA' DI 2,90 MT E DEL SOVRACCARICO STRADALE CIRCOSTANTE DI PROGETTO.

Calcolo della pressione dovuta al terreno (Tubo cilindrico con diametro interno $\phi=100$ cm posto a mt. 2,90 di profondità).

Dati caratteristici del terreno:

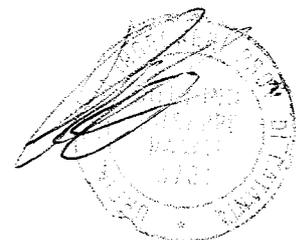
- Angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$;
- Peso specifico $\gamma = 1900 \text{ kg/mc}$;
- Angolo di attrito terra-pareti $\eta = 2/3 \times \phi = 20^\circ$.



- Spinta dovuta al terreno

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a = \frac{1}{2} \cdot 1900 \cdot 2,90^2 \cdot 0,280 = 2.237,00 \text{ kg/ml}$$

dove



$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \eta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \eta) \cdot \text{sen}(\alpha - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \eta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} = 0,280$$

posto $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$

La pressione che si sviluppa alla quota - 2,90 mt vale:

$$q_{2,90} = \frac{2.237,0}{2,90} = 771,0 \text{ kg/ml}$$

2) Pozzetto $\phi = 100 \text{ cm}$, $s=10 \text{ cm}$ a 2,90 mt di profondità.

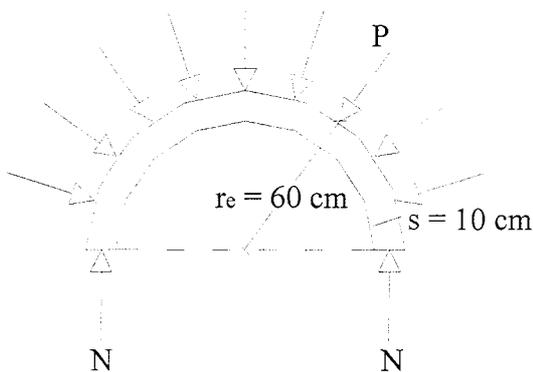
- Calcolo della pressione dovuta al sovraccarico stradale

Posto il sovraccarico stradale $P=9.000 \text{ kg/mq}$ si ha l'altezza equivalente di terreno è:

$$h' = \frac{P}{\gamma} = \frac{9.000}{1900} = 4,73 \text{ mt}$$

La pressione è costante lungo tutta la profondità del tubo e vale:

$$q' = \gamma \cdot h' \cdot k_a = 1900 \cdot 4,73 \cdot 0,280 = 2.516,0 \text{ kg/mq}$$



Il tubo è soggetto ad una pressione radiale costante diretta verso l'interno del tubo che vale:

$$p = q_{2,90} + q' = 771,0 + 2.516,0 = 3287,0 \text{ kg/mq}$$

Il tubo è semplicemente compresso e la tensione di compressione vale:

$$N = p \times r_e = 3287,0 \times 0,60 = 1972,20 \text{ kg}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{s} = \frac{1972,2}{10} = 197,2 < \sigma_{c,amm}$$



Combinazione di carico determinante

Per la verifica dello stato limite ultimo devono essere considerate le combinazioni del tipo seguente:

$$Q_u = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico delle azioni variabili fra loro indipendenti

γ = coefficienti parziali di carico

$\gamma_g = 1,40$ (o 1.0 in caso di effetto favorevole); 1,35 secondo la proposta l'EC5.

$\gamma_q = 1,50$ (o 0 in caso di effetto favorevole)

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo; in assenza di considerazioni statistiche specifiche si assume un valore di 0,7 per la azioni variabili.

$$Q_u = 1,35 \times 771,0 + 1,50 \times 3.287,0 = 5.971,35 \text{ kg/mq}$$

$$M_{sd} = \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot r^2 = \frac{1}{8} \cdot 5.971,35 \cdot 0,60^2 = 268,71 \text{ kgm}$$

Verifica quantitativo di armatura necessaria:

$$m_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{26871}{60 \cdot 8^2 \cdot 198} = 0,03 < 0,18$$

L'armatura viene determinata con la seguente espressione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{26871}{0,9 \cdot 8 \cdot 3.910} = 0,95 \text{ cmq}$$

Si adotta un'armatura di 2 ϕ 10 per ogni metro di lunghezza del tubo a metà spessore con $A_{seff} = 1,57$ cmq che corrisponde ad 1 ϕ 10 ogni 40 cm

Per tenere conto di eventuali fessurazioni e deformazioni, deve essere verificata la seguente relazione di armatura tesa minima:

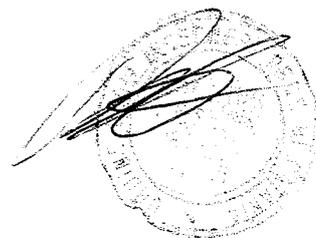
$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_{y,k}} \cdot b \cdot h = \frac{1,4}{4500} \cdot 60 \cdot 8 = 0,15 \text{ cmq}$$

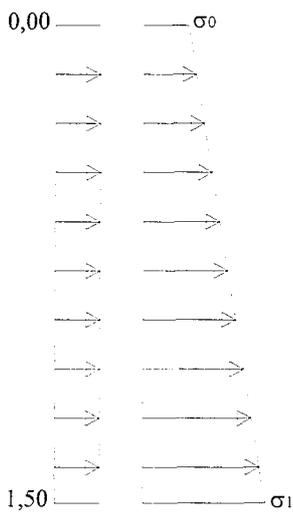
CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TUBO ALLA PROFONDITA' DI 1,50 MT E DEL SOVRACCARICO STRADALE DI PROGETTO.

Calcolo della pressione dovuta al terreno (Tubo cilindrico con diametro interno $\phi=150$ cm posto a mt. 1,50 di profondità)

Dati caratteristici del terreno:

- Angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$;
- Peso specifico $\gamma = 1900$ kg/mc;
- Angolo di attrito terra-pareti $\eta = 2/3 \times \phi = 20^\circ$.





- **Spinta dovuta al terreno**

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot ka = \frac{1}{2} \cdot 1900 \cdot 1,50^2 \cdot 0,280 = 599,00 \text{ kg/ml}$$

dove

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \eta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \eta) \cdot \text{sen}(\alpha - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \eta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} = 0,280$$

posto $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$

La pressione che si sviluppa alla quota + 1,50 mt vale:

$$q_{1,50} = \frac{599,0}{1,50} = 400,0 \text{ kg/ml}$$

3) Pozzetto $\phi = 150$ cm, $s=10$ cm a 1,50 mt di profondità.

- **Calcolo della pressione dovuta al sovraccarico stradale**

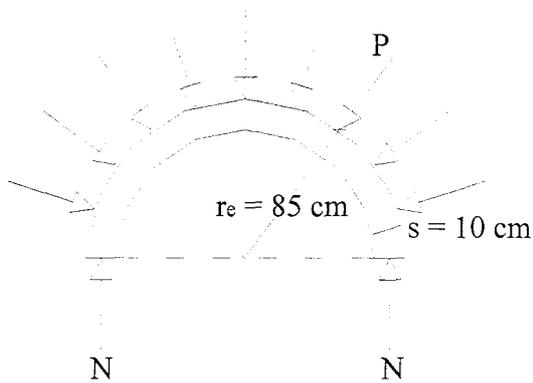
Posto il sovraccarico stradale $P=6.800$ kg/mq si ha l'altezza equivalente di terreno è:

$$h' = \frac{P}{\gamma} = \frac{6.800}{1900} = 3,58 \text{ mt}$$

La pressione è costante lungo tutta la profondità del tubo e vale:

$$q' = \gamma \cdot h' \cdot ka = 1900 \cdot 3,58 \cdot 0,280 = 1.904,0 \text{ kg/mq}$$





Il tubo è soggetto ad una pressione radiale costante diretta verso l'interno del tubo che vale:

$$p = q_{1,50} + q' = 400,0 + 1.904,0 = 2.304,0 \text{ kg/mq.}$$

Il tubo è semplicemente compresso e la tensione di compressione vale:

$$N = p \times r_e = 2.304,0 \times 0,85 = 1.958,40 \text{ kg}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{s} = \frac{1.958}{10} = 196,0 < \sigma_{c,amm}$$

Combinazione di carico determinante

Per la verifica dello stato limite ultimo devono essere considerate le combinazioni del tipo seguente:

$$Q_u = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico delle azioni variabili fra loro indipendenti

γ = coefficienti parziali di carico

$\gamma_g = 1,40$ (o 1.0 in caso di effetto favorevole); 1,35 secondo la proposta l'EC5.

$\gamma_q = 1,50$ (o 0 in caso di effetto favorevole)

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo; in assenza di considerazioni statistiche specifiche si assume un valore di 0,7 per le azioni variabili.

$$Q_u = 1,35 \times 400,0 + 1,50 \times 2.304,0 = 3.996,0 \text{ kg/mq}$$

$$M_{sd} = \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot r^2 = \frac{1}{8} \cdot 3.996,0 \cdot 0,85^2 = 360,90 \text{ kgm}$$



Verifica quantitativo di armatura necessaria:

$$m_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{36090}{85 \cdot 8^2 \cdot 198} = 0,03 < 0,18$$

L'armatura viene determinata con la seguente espressione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{36090}{0,9 \cdot 8 \cdot 3.910} = 1,28 \text{ cmq}$$

Si adotta un'armatura di $2\phi 10$ per ogni metro di lunghezza del tubo a metà spessore con $A_{seff} = 1,57$ cmq che corrisponde ad $1\phi 10$ ogni 40 cm

Per tenere conto di eventuali fessurazioni e deformazioni, deve essere verificata la seguente relazione di armatura tesa minima:

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_{y,k}} \cdot b \cdot h = \frac{1,4}{4500} \cdot 85 \cdot 8 = 0,21 \text{ cmq}$$

Aci S. Antonio (CT), li _____

 **Il Tecnico**
Dott. Ing. Giuseppe Raciti


DICHIARAZIONE DI CONFORMITA'
DECLARATION OF CONFORMITY



In accordo con la direttiva CPD 89/106/CEE
According to CPD Directive 89/106/EEC

Produttore - Product Manufacture :

MICBASILE srl

Sede Legale – VIA DANTE ALIGHIERI,42 ACI S.ANTONIO(CT)

Dichiara sotto la propria responsabilità che il prodotto :
Declares under his responsibility that the products:

Descrizione - description : *Tubi e raccordi in calcestruzzo*
Concrete pipes and fitting

Tipo Prodotto - Production Type : *Tube prefabbricato di varie misure in*

Applicazione - Applications : *Sistemi di convogliamento scarico acque*

E' Conforme alla Norma armonizzata applicabile : *EN UNI 1916*
Applicable Harmonized Standards

Legale Rappresentante /
Authorized signature

Date : 12.02.2014

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'A. Ben', written over a horizontal line.



THE INTERNATIONAL CERTIFICATION NETWORK

CERTIFICATE

IQNet and its partner

CISQ/RINA
hereby certify that the organization

BASILE ROSARIO

VIA DANTE ALIGHIERI , 42 95025 ACI SANT'ANTONIO (CT) ITALIA

in the following operative units

VIA DANTE ALIGHIERI , 42 95025 ACI SANT'ANTONIO (CT) ITALIA

for the following field of activities
PRODUCTION OF CONCRETE PRODUCTS.

has implemented and maintains a
Quality Management System
which fulfills the requirements of the following standard
ISO 9001:2000

Registration Number: **IT-50200**

First Issue : 2006-02-07

Current Issue : 2006-02-07



Fabio Roversi
President of IQNet



Gianrenzo Prati
President of CISQ

IQNet Partners*:

AENOR Spain AFAQ France AIB -Vinçotte International Belgium ANCE Mexico APCER Portugal CISQ Italy CQC China CQM China
CSQ Czech Republic Cro Cert Croatia DQS Germany DS Denmark ELOT Greece FCAV Brazil FONDONORMA Venezuela
HKQAA Hong Kong ICONTEC Colombia IMNC Mexico IRAM Argentina JQA Japan KEMA Netherlands KFQ Korea MSZT Hungary
Nemko Certification Norway NSAI Ireland ÖQS Austria PCBC Poland PSB Certification Singapore QMI Canada RR Russia
SAI Global Australia SFS Finland SII Israel SIQ Slovenia SQS Switzerland SRAC Romania TEST St Petersburg Russia
YUQS Serbia and Montenegro

IQNet is represented in the USA by the Following partners: AFAQ, AIB - Vinçotte International, CISQ, DQS, KEMA, NSAI, QMI and SAI Global
*The list of IQNet partners is valid at the time of issue of this certificate. Updated information is available under www.iqnet-certification.com



RINA

www.rina.org

CISQ is a member of



www.iqnet-certification.com

IQNet, the association of the world's first class certification bodies, is the largest provider of management System Certification in the world. IQNet is composed of more than 30 bodies and courts over 150 subsidiaries all over the globe.

CERTIFICATO N. 14160/06/S
CERTIFICATE No

SI CERTIFICA CHE IL SISTEMA DI GESTIONE PER LA QUALITÀ DI
IT IS HEREBY CERTIFIED THAT THE QUALITY MANAGEMENT SYSTEM OF

BASILE ROSARIO

VIA DANTE ALIGHIERI , 42 95025 ACI SANT'ANTONIO (CT) ITALIA

NELLE SEGUENTI UNITÀ OPERATIVE / IN THE FOLLOWING OPERATIONAL UNITS

VIA DANTE ALIGHIERI , 42 95025 ACI SANT'ANTONIO (CT) ITALIA

È CONFORME ALLA NORMA
IS IN COMPLIANCE WITH THE STANDARD

ISO 9001:2000

PER I SEGUENTI CAMPI DI ATTIVITÀ / FOR THE FOLLOWING FIELD(S) OF ACTIVITIES

PRODUZIONE DI MANUFATTI IN CALCESTRUZZO.

PRODUCTION OF CONCRETE PRODUCTS.

*Riferirsi al Manuale della Qualità per i dettagli delle esclusioni e requisiti della norma
Reference is to be made to the Quality Manual for details regarding the exemptions from the requirements of the standard
L'uso e la validità del presente certificato sono soggetti al rispetto del documento RINA. Regolamento per la Certificazione di Sistemi di Gestione per la Qualità
The use and validity of this certificate are subject to compliance with the RINA document : Rules for the certification of Quality Management Systems*

Prima emissione
First Issue 07.02.2006
Emissione corrente
Current Issue 07.02.2006

Dott. Ing. Domenico Andreis
(Direttore Certificazione e Servizi Industriali)

RINA SpA
Via Corsica 12 - 16128 Genova Italy

EA:16

Per informazioni sulla validità del certificato, visitare il sito www.rina.org

For information concerning validity of the certificate, you can visit the site www.rina.org



CISQ è la Federazione Italiana di Organismi di Certificazione di sistemi di gestione aziendale

CISQ is the Italian Federation of management system Certification Bodies

SINCERT

8000 RINA - 8000000000
PUB. N° 0022 - 0025 N° 0010
SCN N° 0001 - 0011 N° 0010

Norma per Assicurati di essere
rispondenti EA e ISIR
Regolamento EA and ISIR
Registration Agreement

La validità del presente certificato è subordinata a sorveglianza periodica annuale / semestrale ed al riesame completo del sistema di gestione con periodicità triennale

The validity of this certificate is dependent on an annual / six monthly audit and on a complete review, every three years, of the management system



www.cisq.com

Form CER/001/02-10/09