

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

Il Geologo:

N/A

PROGETTAZIONE DI: *ott. Ing. Luca Bondanelli*



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

A.T.I.:



Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N/A

Progettista e coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione Specialistiche:

Impresa PIZZAROTTI

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Viabilità ordinaria e di adduzione all'Autostazione Trecasali - Terre Verdiane
Tombini Tubolari
Tipologico Tombini
Tombini diam. 100 cm - Relazione tecnica e di calcolo**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N Progr. Doc.	REV.
	RAAA	1	E	I	VO	TT	00	G	RE	001	A
A	06/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				SILVESTRI	NIGRELLI	MAZZOLI			
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato			

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	Conglomerato cementizio per sottofondazioni	6
3.2	Conglomerato cementizio per FONDAZIONI ED elevazioni per muri.....	6
3.3	Acciaio per cemento armato	6
3.4	Copriferro minimo e copriferro nominale	6
4	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	8
5	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	9
5.1	Tubazione prefabbricata	9
5.2	Calcolo delle spinte sui paramenti verticali.....	9
5.3	Azioni sismiche	9
5.3.1	Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno.....	10
5.3.2	Combinazione dell'Azione sismica.....	10
6	Tombino Circolare	11
6.1	Carico di progetto Q_T	11
6.1.1	Carico da terreno sovrastante ' Q_{ST} '	11
6.1.2	Carico da acqua contenuta ' P_w '.....	12
6.1.3	Carico da azioni variabili (carichi mobili) ' P_{Vc} '	12
6.2	Classe di resistenza Q	14
6.2.1	Classe di resistenza Q per ricoprimento minimo.....	15
6.2.2	Classe di resistenza Q per ricoprimento massimo.....	16
6.2.3	Classe di resistenza Q per configurazione sotto duna	16
6.2.4	Riepilogo Classi di Resistenza	17
7	CALCOLO E VERIFICA DEI MURI AD "U" DI ACCESSO AL TOMBINO.....	18
7.1	Geometria della struttura	18
7.2	Condizioni di carico elementari.....	19
7.2.1	Peso permanente della struttura.....	19
7.2.2	Spinta del terreno	19
7.2.3	Spinta del terreno in presenza di sovraccarico sul rilevato	19
7.2.4	Azione sismica.....	19
7.2.5	Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura.....	20
7.3	Combinazioni di carico.....	21
7.4	Verifiche di resistenza ed a fessurazione	23
7.5	Calcolo sezione.....	25
7.5.1	Sezione del piedritto all'attacco fondazione	27
7.5.2	Sezione di fondazione all'attacco piedritto	32

8	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	37
8.1	Sezione muro ad "u"	37
8.1.1	verifica in condizioni non drenate	39
8.1.2	verifica in condizioni drenate	40

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa ai tombini idraulici circolari Ø1000 mm previsti nell'ambito dei lavori per il Progetto Esecutivo del "Raccordo autostradale A15/A22 Corridoio Plurimodale Tirreno-Brennero Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR) – I Lotto".

Ciascun tombino sarà realizzato da una tubazione prefabbricata e da muri ad U di accesso gettati in opera.

Nel seguito del presente documento, in particolare, verrà definita la classe di resistenza richiesta per le tubazioni Ø1000 da utilizzare per la realizzazione dei tombini circolari previsti lungo lo sviluppo del tracciato autostradale e delle viabilità secondarie. erranno inoltre riportati i calcoli di dimensionamento e verifica dei muri ad U di accesso dei tombini circolari in oggetto.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione del D. M. del 9 Gennaio 1996 sulle opere in cemento armato e del D.M. 4 Maggio 1990 sui ponti stradali.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive integrazioni e modifiche, così come riportato nei capitoli successivi.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le Normative di riferimento sono:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./STC – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
- D.M. 09.01.96 – “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. 04.05.90 – “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali” ed annesse “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”, di cui alla circolare ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91
- CNR 10011/97 – Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10016/2000 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.
- O.P.C.M. 3274 20.03.2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 03 dicembre 1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16 marzo 1989 n°31104 – Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Norma Italiana UNI EN 1794-1 “Dispositivi per la riduzione del rumore del traffico stradale – Prestazioni non acustiche”.
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici” come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) RIPORTATO NEL d.m. 09.01.96.
- Eurocodice 3 / UNI ENV 1993-1-1 “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici” come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) riportato nel D.M. 09.01.96
- UNI EN 206-1:2001 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- D.M. LL. PP. del 12 Dicembre 1985 – “Norme tecniche relative alle tubazioni.”
- UNI 7517 “Guida per la scelta della classe dei tubi sottoposti a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione interna”.
- DIN 4033 “Canali e tubazioni per le acque di scolo con tubi prefabbricati: Direttive per la costruzione”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

DOCUMENTI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe	C12/15
Contenuto minimo di cemento	150 kg/m ³

3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI ED ELEVAZIONI PER MURI

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1,5 = 18,66 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2,89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC3+XF2
Classe di consistenza	S4

3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h .
Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 10 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm, pertanto $c_{nom}=50$ mm, valore valido per tutte le parti di struttura.

4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza dell'opera.

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono di seguito riportati:

Strato di ricoprimento e di rinfiacco

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1.20	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]

5 CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

5.1 TUBAZIONE PREFABBRICATA

Il calcolo della la tubazione prefabbricata è effettuato partendo dal presupposto che un stima precisa delle pressione nell'intorno del tubo è assai complessa e non riconducibile a schemi semplificati quali quelli normalmente utilizzati per sezioni scatolari. In questo senso il dimensionamento dell'elemento è eseguito mediante un approccio semi-empirico che, mediante l'impiego di grafici e tabelle, consente di determinare un 'Carico di Progetto', utilizzato per ottenere una 'Classe di Resistenza'. Tale Classe di Resistenza costituisce il parametro di progetto mediante il quale scegliere la tubazione.

Una volta ottenuta detta Classe di Resistenza, tra i cataloghi dei Produttori va scelta quella tubazione che, a parità di diametro, abbia una Classe uguale o maggiore a quella prescritta: i produttori garantiscono, mediante l'esecuzione di opportune prove disciplinate dalla Norma UNI EN 1916, che le Classi da essi dichiarate siano tali ai sensi della certificazione CEN.

Il dimensionamento del tubo secondo le modalità sopra descritte viene effettuato considerando tre diverse configurazioni di esercizio, scelte in funzione dell'altezza del terreno ricoprimento al di sopra dei tombini in progetto:

- Configurazione con ricoprimento minimo
- Configurazione con ricoprimento massimo
- Configurazione sotto duna.

5.2 CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti, sono calcolate in regime di spinta a riposo; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 4.4.3 dell'ordinanza ministeriale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Il punto di applicazione è posto $h_{tot} / 2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La struttura a realizzarsi deve conservare sotto l'azione sismica il suo comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili).

Il punto di applicazione è posto $h_{tot} / 2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

5.3 AZIONI SISMICHE

Come si evince dal documento "Relazione Sismica" tutti i comuni interessati dal tracciato della nuova infrastruttura sono stati attribuiti alla zona sismica 3, per cui l'accelerazione di progetto è pari a $a_g = 0,15 g$.

5.3.1 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO

I terreni interessati dal tracciato della nuova infrastruttura sono classificabili come terreni di tipo C a partire dal piano campagna, talora come tipo B. Il parametro S può essere assunto pari a 1.25

5.3.2 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

dove $\gamma_1 = 1.30$

6 TOMBINO CIRCOLARE

Si riportano nel seguito le ipotesi da assumere e la procedura da applicare al fine di determinare la classe di resistenza delle tubature circolari, conformemente a quanto riportato dalla norma UNI 7517.

Con riferimento alla norma suddetta, le ipotesi assunte alla base del calcolo sono:

- tubazione “rigida”,
- tubazione non “in pressione”
- tubazione posta “in rilevato” (con ‘proiezione positiva’, ossia con l’estradosso del tubo posto a quota superiore di quella del terreno naturale).

6.1 CARICO DI PROGETTO Q_T

Il carico di progetto viene definito dalla seguente espressione:

$$Q_t = Q_{st} + P_{vc} + P_w$$

Il significato dei singoli addendi è descritto nei paragrafi a seguire.

Il calcolo del carico di progetto viene eseguito con riferimento ai casi limite di minimo ricoprimento e massimo ricoprimento.

6.1.1 CARICO DA TERRENO SOVRASTANTE ‘ Q_{ST} ’

La norma UNI 7517 distingue due diverse tipologie di calcolo nella stima del carico da terreno sovrastante: una per il caso di “trincea stretta” e una per il caso di “trincea larga”. Essendo il caso in esame una tubazione “in rilevato”, il calcolo viene effettuato secondo la procedura di “trincea larga”.

Il carico da terreno sovrastante è definito come:

$$Q_{st} = C_e * \gamma_t * D^2$$

dove:

Q_{st} è il carico verticale agente sul tubo in kN/m;

γ_t è il peso specifico del terreno di ricoprimento, assunto pari a 20 kN/ m³

D è il diametro esterno del tubo, considerato pari a 1.22 m;

C_e è il coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga, stimato in funzione del rapporto H/D (indicando con H l’altezza del ricoprimento da estradosso tubo), delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene valutato tramite le seguenti espressioni:

$$C_e = 0.1 + 0.85*(H/D) + 0.33*(H/D)^2 \quad \text{per } H/D \leq 2.66$$

$$C_e = 0.1 + 1.68*(H/D) \quad \text{per } H/D > 2.66$$

6.1.2 CARICO DA ACQUA CONTENUTA ' P_w '

Il carico dovuto all'acqua contenuta all'interno della tubazione viene valutato secondo la norma UNI 7517 come:

$$P_w = 5.788 \cdot d^2$$

dove:

P_w è il carico in kN/m;

d è il diametro interno del tubo pari a 1.00 m.

6.1.3 CARICO DA AZIONI VARIABILI (CARICHI MOBILI) ' P_{vc} '

Il carico mobile viene valutato secondo la norma UNI 7517 come:

$$P_{vc} = p_v \cdot D \cdot \varphi$$

dove:

P_{vc} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuti ai carichi mobili concentrati, espresso in kN/m;

D è il diametro esterno del tubo in m;

p_v è la pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai carichi mobili concentrati, espressa in kN/m²;

φ è il fattore dinamico che può essere calcolato come:

$$\varphi = 1 + 0.3/H \quad \text{per strade e autostrade;}$$

$$\varphi = 1 + 0.6/H \quad \text{per ferrovie.}$$

Il valore del carico p_v è valutato in funzione del tipo di convoglio e dell'altezza di ricoprimento H , secondo le seguenti espressioni:

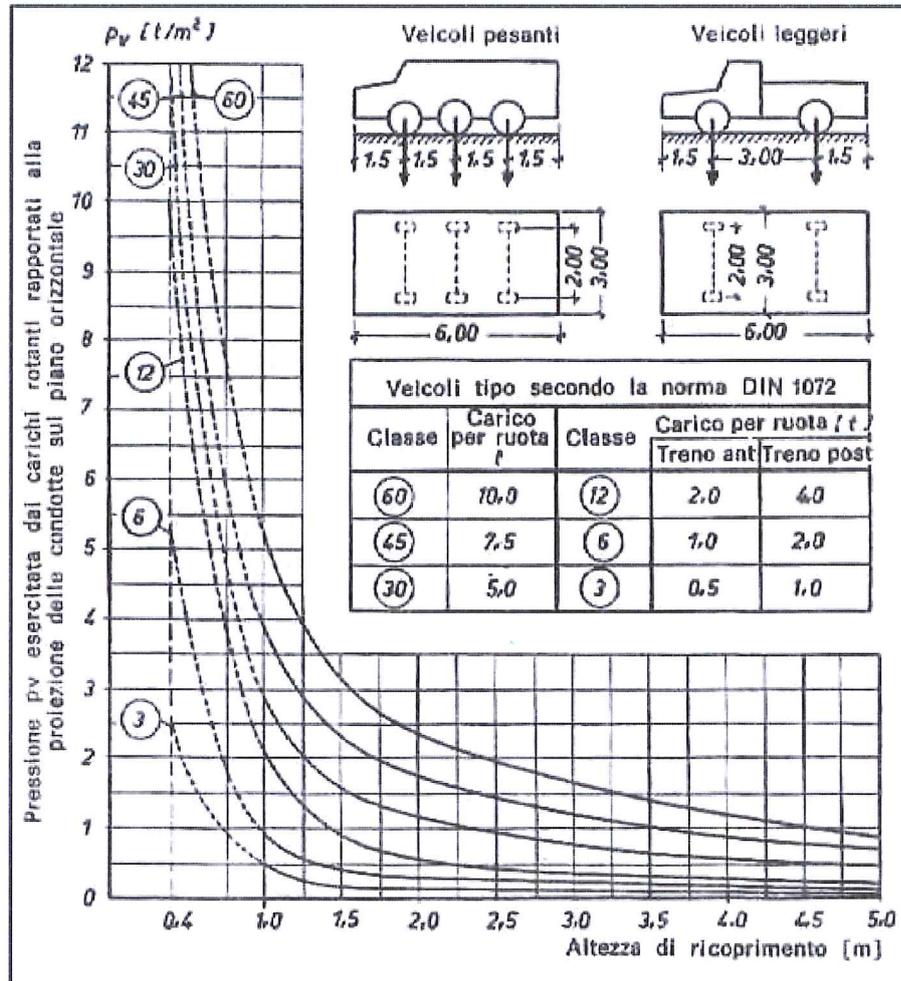
$$\text{- Per veicoli pesanti (Tipo HT)} \quad p_v = 0,5281 \cdot P \cdot H^{-1.0461}$$

$$\text{- Per veicoli leggeri (Tipo LT)} \quad p_v = 0,8743 \cdot P \cdot H^{-1.5194}$$

dove P rappresenta il carico per ruota in kN.

Nel grafico seguente sono riportati gli andamenti di p_v in funzione del tipo di veicolo considerato e dell'altezza di ricoprimento.

Per il caso in esame, si assume il carico pertinente alla classe HT60, che prevede un carico per ruota, P , pari a 100 kN, equivalente alla configurazione di carico da mezzo convenzionale per ponti di 1° categoria.



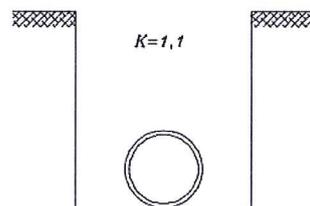
6.2 CLASSE DI RESISTENZA Q

L'espressione che governa la progettazione del tubo è la seguente:

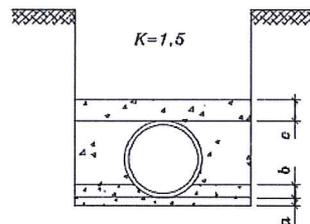
$$\mu \leq Q \cdot K / Q_t$$

dove:

K è un coefficiente che aumenta la capacità di resistenza della tubazione. Esso è funzione del tipo di posa e varia tra 1.1 e 2.8 secondo lo schema di seguito riportato:



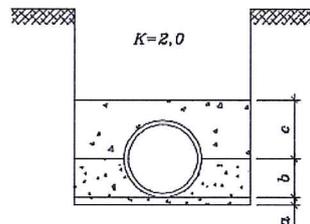
Tipo 1
 Semplice appoggio sul fondo della trincea
 Rinterro non costipato eseguito con
 materiale di scavo.



Tipo 2
 Appoggio su letto di materiale granulare
 fine e rinterro con materiale granulare
 fine o con materiale proveniente dagli
 scavi leggermente costipato.

$$\alpha = 0,10 \text{ m} + \frac{1}{10} D$$

$$b = \frac{1}{6} D \quad c \geq 0,30$$

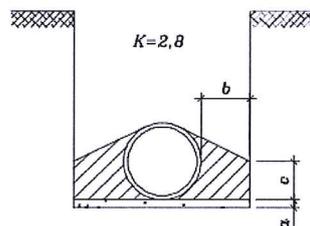


Tipo 3
 Appoggio su letto di materiale granulare
 fine e rifianco con materiale granulare
 fine entrambi accuratamente costipati.
 Rinterro leggermente costipato esente
 da zolle.

$$\alpha = 0,10 \text{ m} + \frac{1}{10} D$$

$$b = 0,5 D$$

$$c = 0,5 D + 0,30 \text{ m}$$



Tipo 4
 Appoggio su letto di materiale granulare
 fine e parziale colmataura in calcestruzzo
 degli spazi laterali.

$$\alpha = 0,10 \text{ m} + \frac{1}{10} D$$

$$b = \frac{1}{4} D \text{ (min. } 0,10 \text{ m)}$$

$$c \geq \frac{1}{3} D$$

Il caso in esame fa riferimento ad una configurazione di tipo 3, per la quale è previsto un coefficiente di posa pari a 2;

μ è un coefficiente di sicurezza posto almeno pari a 1.3.

Q è la Classe di Resistenza.

La definizione della Classe di Resistenza viene effettuata con riferimento ai casi limite di minimo ricoprimento e massimo ricoprimento, oltre che alla configurazione sotto duna.

6.2.1 CLASSE DI RESISTENZA Q PER RICOPRIMENTO MINIMO

Considerato un ricoprimento minimo di 0.4 m, la classe di resistenza ottenuta è la seguente

H	=	0,40	m
H/D	=	0,33	/
C _e	=	0,41	/
Q_{st}	=	12,33	kN/m
P_w	=	5,79	kN/m
p _v	=	137,72	kN/m ²
φ	=	1,75	/
P_{vc}	=	294,04	kN/m
Q_t	=	312,15	kN/m
K	=	2,00	/
μ	=	1,30	/
Q	=	202,90	kN/m

Poiché la classe di resistenza ottenuta risulta superiore a quanto offerto dai prodotti presenti sul mercato, si ritiene necessario l'inserimento di una soletta armata di ripartizione posizionata tra la tubazione e la pavimentazione stradale, allo scopo di ridurre il carico gravante sul tubo. Tale soletta sarà da estendersi per il tratto di tubo avente ricoprimento inferiore a 0.55 m: è infatti in corrispondenza di tale altezza di ricoprimento che la classe di resistenza richiesta risulta inferiore a quella reperibile sul mercato, come risulta dalla tabella seguente:

H	=	0,55	m
H/D	=	0,45	/
C _e	=	0,55	/
Q_{st}	=	16,38	kN/m
P_w	=	5,79	kN/m
p _v	=	98,70	kN/m ²
φ	=	1,55	/
P_{vc}	=	186,10	kN/m
Q_t	=	208,27	kN/m
K	=	2,00	/
μ	=	1,30	/
Q	=	135,37	kN/m

6.2.2 CLASSE DI RESISTENZA Q PER RICOPRIMENTO MASSIMO

Considerando un ricoprimento massimo di 2.5 m, la classe di resistenza richiesta è la seguente

H	=	2,50	m
H/D	=	2,05	/
C _e	=	3,23	/
Q_{st}	=	96,08	kN/m
P_w	=	5,79	kN/m
p _v	=	20,25	kN/m ²
φ	=	1,12	/
P_{vc}	=	27,67	kN/m
Q_t	=	129,53	kN/m
K	=	2,00	/
μ	=	1,30	/
Q	=	84,20	kN/m

6.2.3 CLASSE DI RESISTENZA Q PER CONFIGURAZIONE SOTTO DUNA

Considerando un ricoprimento di 4.5 m sotto duna, la classe di resistenza richiesta è la seguente:

H	=	4,50	m
H/D	=	3,69	/
C _e	=	6,96	/
Q_{st}	=	207,20	kN/m
P_w	=	5,79	kN/m
Q_t	=	212,99	kN/m
K	=	2,00	/
μ	=	1,30	/
Q	=	138,45	kN/m

6.2.4 RIEPILOGO CLASSI DI RESISTENZA

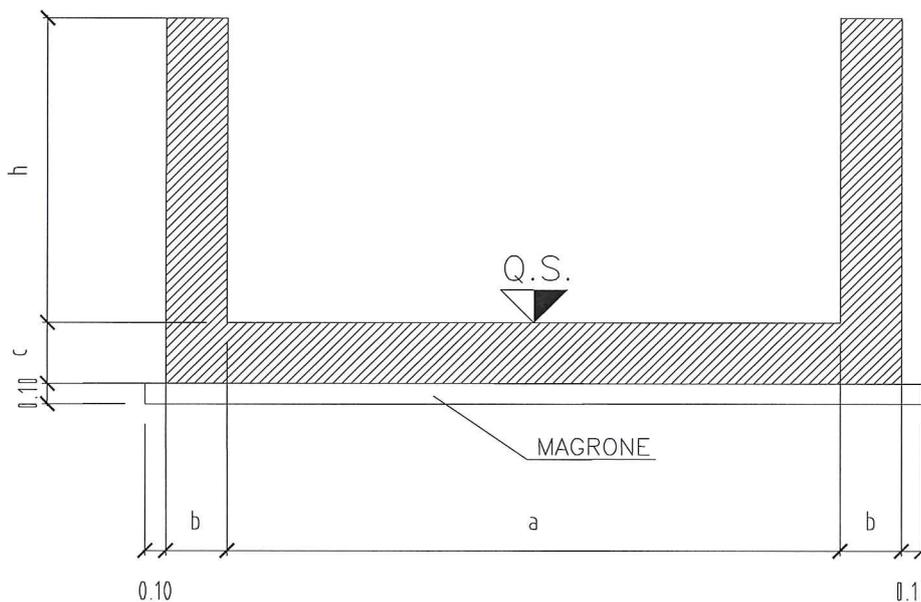
Dai calcoli sopra riportati si evince che la Classe di Resistenza richiesta è variabile da un minimo di 84,20 kN/m ad un massimo di 138,45 kN/m. Scelto un prodotto in grado di far fronte a tale Classe di Resistenza massima, è comunque necessario inserire una soletta di ripartizione per ricoprimenti inferiori a 0.55 m, in cui la Classe di Resistenza necessaria è superiore a quanto offerto dal mercato.

7 CALCOLO E VERIFICA DEI MURI AD “U” DI ACCESSO AL TOMBINO

Nel presente capitolo, viene sviluppato il calcolo e la verifica degli elementi ad U di imbocco al tombino scatolare.

7.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La figura seguente mostra la geometria della sezione trasversale dei muri ad U oggetto della presente relazione.



Le sezioni significative ai fini del calcolo delle sollecitazioni sono elencate in tabella:

ALTEZZA MASSIMA MURO	ALTEZZA DI CALCOLO MURO	SPESSORE FONDAZIONE	SPESSORE PIEDRITTO
H = 1.40 m	h = 1.40 m	c= 0.30 m	b = 0.25 m

La sezione di calcolo si ritiene valida per i muri d'ala di accesso al tombino; data la modesta altezza del muro il calcolo è stato eseguito con riferimento ad una altezza costante pari alla massima altezza del muro.

7.2 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°5 Condizioni Elementari di carico (CDC1+ CDC5), di seguito determinate.

Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

7.2.1 PESO PERMANENTE DELLA STRUTTURA

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³

(Condizione Elementare CDC 1)

7.2.2 SPINTA DEL TERRENO

Le caratteristiche del terreno a ridosso del paramento:

$\gamma=20.00$ kN/m³ (peso di volume del terreno);

$c'=0.00$ Kpa;

$\varphi =35^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_0 = 0.426$.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_0 \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Si considera inoltre una spinta dell'acqua (falda esterna) sui piedritti fino ad una quota assunta a favore di sicurezza pari a 2/3 dell'altezza di calcolo del piedritto.

(Condizioni Elementari CDC 2)

7.2.3 SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SOVRACCARICO SUL RILEVATO

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a 10 kN/m² per la condizione allo SLE e 20 kN/m² per la condizione allo SLU.

(Condizione Elementare CDC 3-4)

7.2.4 AZIONE SISMICA

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

P = peso proprio;

k_h = coefficienti sismici, già definiti nel capitolo "Criteri di calcolo".

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante

a 2/3 dell'altezza dalla base del piedritto. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento alla ord. 3274 e s.m., in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = \gamma_i S \cdot a_g / g \cdot \gamma_{cls} \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad $h/2$ del piedritto.

Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti.

La Spinta inerziale sui piedritti, variabile lungo l'altezza secondo lo spessore del paramento, sono date dell'espressione seguente:

$$k_h \cdot S_s \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_i$$

$$k_h \cdot S_b \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_i$$

dove S_s e S_b sono rispettivamente lo spessore di sommità e di base del piedritto e γ_{cls} il peso specifico del calcestruzzo assunto pari a 25 kN/m^3 .

La Sovraspinta sismica è uguale a $S \cdot a_g / g \cdot \gamma_{cls} \cdot h_{tot} \cdot \gamma_i$.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia dei muri ed infine la sovraspinta sismica.

(Condizione Elementare CDC 5)

7.2.5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO AGENTI SULLA STRUTTURA

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

a.1) Condizione per lo SLU (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda (dove presente), spinta del sovraccarico accidentale in esercizio.

a.2) Condizione per lo SLE (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda (dove presente), spinta del sovraccarico accidentale in fessurazione.

a.3) Condizione in fase di costruzione per lo SLU (significativa per le verifiche nella mezzeria della fondazione con trazione nelle fibre superiori).

Azioni agenti: peso proprio della struttura (l'azione sollecitante è il peso proprio dell'elevazione).

Il calcolo delle citate azioni è riportata in apposite Tabelle riepilogative, di seguito riprodotte.

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le tipologie delle condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (spinta terre a riposo+spinta idraulica)
3	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLE 10kN/m ²)
4	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLU 20kN/m ²)
5	Qk	CDC=Qk (sisma)

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro secondo i coefficienti di le combinazione definiti in tabella.

Azione
 gruppo g1 g2 g3 s1 s2 s3 s4 q1 q2 q3 q4 q5 q6 q7 q8 q9

METODO TEN. AMMISSIBILI

AI	1	1	1(β1)	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
AII	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
AIII	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
AIV	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
AV	1	1	1(β1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0

STATI LIMITE DI ESERCIZIO PESSURAZIONE

FI	1	1	1(β1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
FII	1	1	1(β1)	1	1	1	1	ψ1	ψ1	0	0	0	0	0	0	0
FIII	1	1	1(β1)	1	1	1	1	ψ2	ψ2	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV

STATI LIMITE ULTIMI

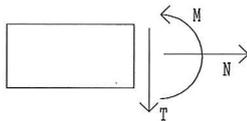
UI	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
UII	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5	
UIII	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5	
UIV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5	

Le combinazioni utilizzate sono riassunte di seguito..

Cmb	Tipo	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5
1	SLU	1.5/1.00	1.5/1.00	0	1.5/1.00	0.0
2	SLE(A-FII)	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
3	SLE(FI)	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
4	SLE(FIII)	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0
5	SISMA	1.00	1.00	0	0	1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



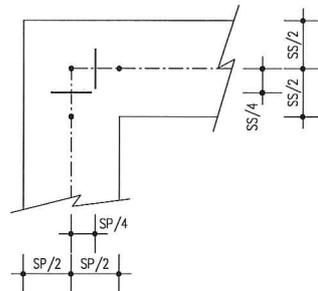
7.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

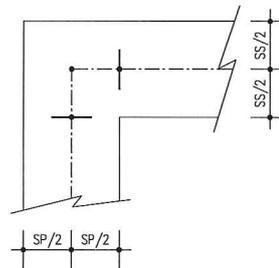
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta di fondazione;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica per la condizione in esercizio sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- b) Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" (D.M. 9/01/1996), e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FI, FII ed FIII della normativa vigente sui ponti stradali (D.M. 4/05/1990). La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente:

b.1) strutture poste a permanente contatto con il terreno:

Combinazione FI, FIII

$$w_k = c/c_{min} * w_1 \leq 1.5 * w_1 = 1.5 * 0.10 = 0.15 \text{ mm}$$

Combinazione FII

$$w_k = c/c_{min} * w_1 \leq 1.5 * w_1 = 1.5 * 0.20 = 0.30 \text{ mm}$$

(superfici esterne al muro ed intradosso soletta inferiore)

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

7.5 CALCOLO SEZIONE

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni significative e il calcolo delle azioni alla base del piedritto utilizzate per le verifiche strutturali del muro, ricavate utilizzando lo schema statico di mensola incastrata alla base. Paramento verticale all'attacco fondazione

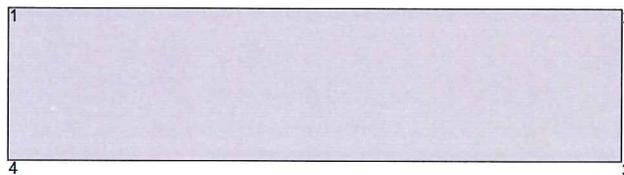
GEOMETRIA DEL MURO	(kN - m)
Altezza elevazione	1,400
Altezza terreno spingente da estradosso fondazione	1,280
Altezza battente d'acqua da estradosso fondazione di progetto	0,933
Spessore in sommità	0,250
Spessore alla base	0,250
Scarpa esterna	0,000
Semilarghezza netta interna	0,750
Sbalzo fondazione	0,000
Semilarghezza fondazione	1,000
Spessore fondazione	0,300
Spessore medio sovrastruttura stradale	0,000
Peso di volume sovrastruttura stradale	22,000
Quota della sezione di verifica	0,000
Spessore della sezione di verifica	0,250
Altezza al di sopra della sezione senza armatura integrativa	1,400
Quota terreno spingente al di sopra della sezione senza armatura integrativa	1,280
Altezza battente dell'acqua all'interno	1,400
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO	
Angolo di attrito del terreno	35,000
Peso di volume terreno	20,000
Peso di volume terreno immerso	10,000
coefficiente di spinta a riposo	0,426
AZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO	
Sovraccarico sul terreno:	
condizioni Slu	20,000
condizioni Sle	10,000
Peso elevazione	8,750
Peso del terreno gravante su elevazione:	
parte non immersa	0,000
parte immersa	0,000
Spinta del terreno:	
spinta del terreno	5,129
spinta da sovraccarico Qe	10,916
spinta da sovraccarico Qa	5,458
Spinta dell'acqua	4,356
Spinta dell'acqua interna	9,800
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO	
Pesi permanenti in costruzione	16,250
Pressione sul terreno in costruzione	16,250
Totale pesi permanenti in esercizio	16,250

Pressione sul terreno da permanenti in esercizio	16,250
Peso acqua interna all'opera	0,000
Totale pesi in esercizio	16,250
Pressione sul terreno totale in esercizio	16,250
SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO	
Sforzo normale	8,750
Sforzo assiale fattorizzato slu	8,750
Sforzo assiale fattorizzato sle freq.	8,750
Sforzo assiale fattorizzato sle quasi perm.	8,750
Sforzo assiale fattorizzato sle rara	8,750
Momento flettente	
per eccentricità pesi elevazione	0,000
spinta terreno ed acqua	3,758
totale azioni permanenti	3,758
azioni permanenti e sovraccarico Qe	10,745
azioni permanenti e sovraccarico Qe fattorizzato slu	16,117
azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzato sle freq.	6,203
azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzati sle quasi perm.	3,758
azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzati sle rara	7,251
Momento flettente con trasporto a sf/4 a base dell'elevazione:	
condizione di esercizio	12,275
condizione di esercizio fattorizzato slu	18,412
condizione di esercizio fattorizzato sle freq.	7,201
condizione di esercizio fattorizzato sle quasi perm	4,470
condizione di esercizio fattorizzato sle rara	8,372
Taglio dovuto alle spinte	
condizione di esercizio fattorizzato slu	29,832
condizione di esercizio sle freq.	13,578
condizione di esercizio sle quasi perm.	9,485
condizione di esercizio sle rara	14,943
SISMA	
Accelerazione orizzontale di picco al suolo ag	0,150
Coefficiente amplific strat. Ss	1,250
Fattore d'importanza	1,300
Accelerazione massima a max	0,244
Coefficiente β_m	1,000
Coefficiente sismico orizzontale	0,244
Coefficiente sismico verticale	0,244
AZIONI SISMICHE ALLA BASE PIEDRITTO	
Incremento di spinta sismica	7,987
Incremento di spinta sismica distribuito	6,240
Inerzia del terreno imbarcato	0,000
Inerzia piedritto in sommità	1,523
Inerzia del piedritto alla base	1,523
SOLLECITAZIONI SULLA BASE DEL PIEDRITTO IN SISMA	
Momento dovuto all'inerzia piedritto alla base	1,493
Momento dovuto all'inerzia terreno imbarcato alla base del piedritto	0,000
Momento dovuto alla spinta terreno ed acqua	3,758
Momento dovuto al sima alla base del piedritto	5,112
Totale dei momenti in sisma alla base piedritto	10,363

Momento con trasporto ad sf/4 dovuto all'inerzia del piedritto	1,653
Momento con trasporto ad sf/4 dovuto all'inerzia del terreno imbarcato	0,000
Momento con trasporto ad sf/4 dovuto alla spinta del terreno ed acqua	4,255
Momento con trasporto ad sf/4 dovuto al sisma	5,711
Totale dei momenti in sisma ad sf/4	11,619
Sforzo normale a base dell'elevazione comb. Sismica	8,750
Momento alla base dell'elevazione comb sismica	10,363
Momento con trasporto a sf/4 comb. Sismica	11,619
Taglio comb. Sismica	19,605

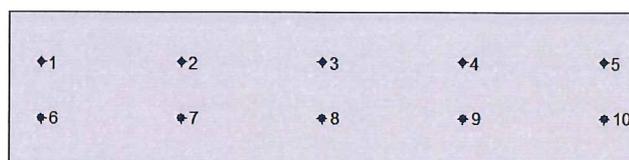
7.5.1 SEZIONE DEL PIEDRITTO ALL'ATTACCO FONDAZIONE

Verifiche a presso flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	25,0
2	100,0	25,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	17,1	0,8	no
2	27,5	17,1	0,8	no
3	50,0	17,1	0,8	no
4	72,5	17,1	0,8	no
5	95,0	17,1	0,8	no
6	5,0	8,0	1,1	no
7	27,5	8,0	1,1	no
8	50,0	8,0	1,1	no
9	72,5	8,0	1,1	no
10	95,0	8,0	1,1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

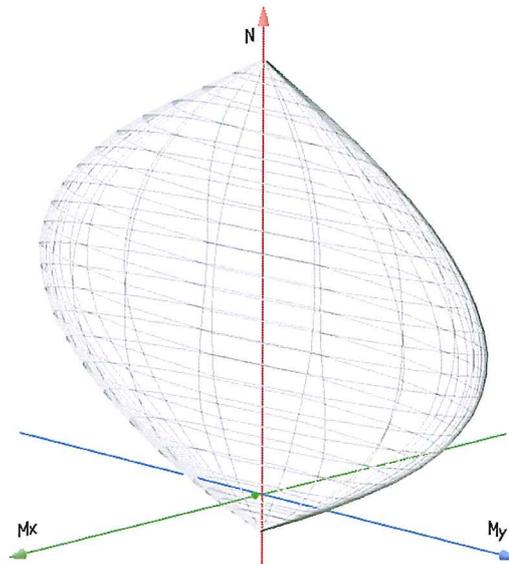
Materiali:**Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 29 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150545 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 337220 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-374,9	2,9	0,0	Completamente tesa
4483,3	-2,9	0,0	Completamente compressa
0,0	45,1	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-39,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	169,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-169,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
18,8	18,4	0,0	P	22,5	47,4	0,0	0,390	OK
			M	4222,2	18,3	0,0	0,000	
			N	8,8	46,0	0,0	0,400	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
18,8	18,4	0,0	P	22,5	47,4	0,0	0,390	OK
18,8	18,4	0,0	M	4222,2	18,3	0,0	0,000	OK
18,8	18,4	0,0	N	8,8	46,0	0,0	0,400	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	8,4	0,0	8,8	-2375,3	0,14	80869,6	0,26

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	7,3	0,0	8,8	0,08	0,27

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	6,2	0,0	8,8	-1743,7	0,13	0,07	0,46

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	4,5	0,0	8,8	-1238,3	0,09	0,05	0,31

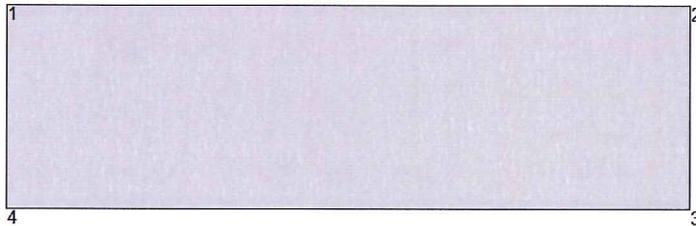
Verifiche a taglio

V_{sdu}	29,832	kN
M_{sdu}	18,412	kNm
N_{sdu}	8,75	kN
M_0	0,357	kNm
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	17,1	cm
δ	1,019	
r	1,429	m
Asl	5,65	cm ²
c	7,9	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	18,156	N/mm ²
f_{ctd}	1,263	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
ρ	0,0033	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	91,618	kN
VRd2	931,416	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

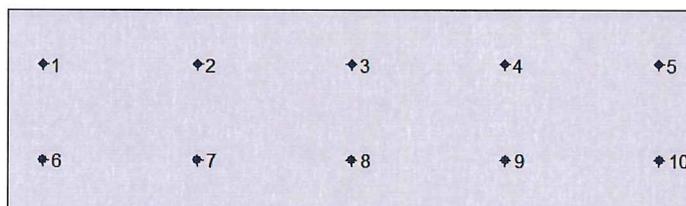
7.5.2 SEZIONE DI FONDAZIONE ALL'ATTACCO PIEDRITTO

Verifiche a presso flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	30,0
2	100,0	30,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	22,1	0,8	no

2	27,5	22,1	0,8	no
3	50,0	22,1	0,8	no
4	72,5	22,1	0,8	no
5	95,0	22,1	0,8	no
6	5,0	8,0	1,1	no
7	27,5	8,0	1,1	no
8	50,0	8,0	1,1	no
9	72,5	8,0	1,1	no
10	95,0	8,0	1,1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

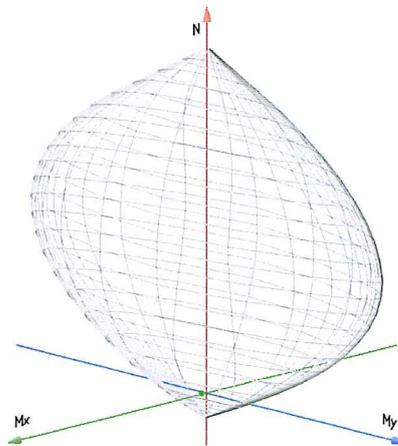
Materiali:**Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 29 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150545 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 337220 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:


Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-374,9	4,6	0,0	Completamente tesa
5304,9	-4,6	0,0	Completamente compressa
0,0	55,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-46,8	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	171,3	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-171,3	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
114,9	18,4	0,0	P	50,6	62,3	0,0	0,300	OK
			M	5074,4	18,3	0,0	0,000	
			N	14,9	57,8	0,0	0,320	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
114,9	18,4	0,0	P	50,6	62,3	0,0	0,300	OK
114,9	18,4	0,0	M	5074,4	18,3	0,0	0,000	OK
114,9	18,4	0,0	N	14,9	57,8	0,0	0,320	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
-----	----	----	---	------------	------------------------	------------	------------------------

n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	8,4	0,0	14,9	-1533,0	0,09	56277,9	0,18

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0,30$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	7,3	0,0	14,9	0,06	0,19

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0,15$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	6,2	0,0	14,9	-1114,0	0,09	0,05	0,30

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0,15$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	4,5	0,0	14,9	-776,2	0,06	0,03	0,18

Verifiche a taglio

V_{sdu}	13,125	kN
M_{sdu}	18,412	kNm
N_{sdu}	14,943	kN
M_0	0,611	kNm
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	17,1	cm
δ	1,033	
r	1,429	m
A_{sl}	5,65	cm ²
c	7,9	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
A_{sw}	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	18,156	N/mm ²
f_{ctd}	1,263	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
ρ	0,0033	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	92,853	kN
VRd2	931,416	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

8 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

8.1 SEZIONE MURO AD “U”

Ai fini della verifica della portanza del terreno di fondazione non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche quale l'eventuale sisma.

La valutazione della pressione trasmessa dall'opera al terreno di fondazione viene condotta con riferimento ad una porzione di muro di larghezza unitaria.

La verifica relativa alla portanza del terreno di fondazione viene condotta sia in condizione di costruzione dell'opera (in assenza di rinterrì), sia in condizione di esercizio (dopo l'esecuzione dei rinterrì) considerando i soli carichi permanenti.

Si riporta di seguito una tabella nella quale sono evidenziati gli sviluppi di calcolo che portano alla valutazione della pressione sul terreno sotto le ipotesi prima riportate.

a) Peso struttura	=	$((b+2*s_p)*s_f+2*s_p*h)*\gamma_{cls}$	=	32,5	kN
b) Peso acqua interna	=	$b*h*\gamma_w$	=	21,0	kN
peso permanente in esercizio	=	Pe	=	53,5	kN
pressione media sul terreno da carichi permanenti in esercizio	=	$Pe/(L+2*s_p+2*s)$	=	26,8	kPa

La verifica di capacità portante verrà eseguita considerando la caratterizzazione del terreno fornita dal progettista geotecnico.

Lungo lo sviluppo del tracciato si incontrano diverse tipologie di terreno, elencate di seguito:

Unità	eventuale discretizzazione nell'unità (con la profondità del banco)		Peso naturale di volume	c'	φ	Cu	E _s	E _{op} (E _o /10)
	prof. da p.c.	prof. da p.c.						
	m	m						
G1 _{sx}	0	15	19.0÷20.5	0	40-46 (41)	-	500-850	50-85
	15	-->		0	38-43 (40)	-	850-1100	85-110
L _{sx}	-		19.0÷20.5	0÷5	28÷30	30-80 (50)	100-200	10-20
A _{sx}	-		19.5÷20.5	5÷20	25÷30	60-140 (110)	800-1200	80-100
G2 _{sx/dx}	-		19.0÷19.8	0	38-43 (41)	-	1400-2000	120-150
L _{dx}	0	10	19.5÷20.5	5÷15	25÷30	40-140 (70)	100-150	10-15
	10	-->				40-100 (60)		
A1 _{dx}	1	6	18.5÷20.0	10÷25	18-28	40-120 (80)	100-200	10-20
	6	10				60-150 (100)	250-400	25-40
	10	-->				40-100 (60)	200-250	20-25
G1 _{dx}	-		19.5÷20.0	0	39-44 (42)	-	600-900	60-90
S _{dx}	15	18	18.5÷20.0				250-500	25-50
	18	25	18.5÷20.0					
	25	-->	20.0					
A2 _{dx}	-		19.5÷20.0	15÷25	22-28	60-160 (110)	800-1200	60-100

Il calcolo verrà eseguito a favore di sicurezza considerando il terreno avente le caratteristiche di portanza più scadenti tra quelle elencate, definito dalla tipologia L_{sx}.

La verifica viene condotta, conformemente a quanto prescritto dalla normativa, sia in condizioni non drenate che in condizioni drenate.

Di seguito si riportano le verifiche eseguite.

8.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

DATI DI INPUT	
Larghezza della fondazione	2,00 m
Lunghezza della fondazione	1,00 m
Rapporto tra le lunghezze	0,50
Inclinazione della base	0,00 °
Sforzo normale	53,50 kN
Taglio in direzione larghezza	0,00 kN
Taglio in direzione lunghezza	0,00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza	0,00 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0,00 kNm
Coesione non drenata	50,00 kPa
Pressione in superficie	0,00 kPa
Peso specifico totale del terreno latistante la fondazione	20,00 kN/mc
Approfondimento della fondazione	1,70 m
Pressione al piano di posa delle fondazioni	34,00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0,00 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0,00 m
Larghezza ridotta	2,00 m
Lunghezza ridotta	1,00 m
Coefficiente di sicurezza	2,50
Inclinazione fondazione	0,00 °
Inclinazione piano campagna	0,00 °

RISULTATI		
	Termine di coesione	Termine di profondità
$q_{lim} = c_u N_c s_c i_c b_c g_c + q$	$c_u = 50,00$	$q = 34,00$
Fattori di :		
capacità portante	Nc =	5,14
Fattori correttivi:		
forma	sc =	1,00
incl. del carico	ic =	1,00
incl. della fondazione	bc =	1,00
incl. piano campagna	gc =	1,00
Termini complessivi di :		
Coesione		257,08
Profondità		34,00
Pressione media (N/A') =	26,75	kPa
Pressione limite =	291,080	kPa
Pressione ammissibile: $P_{lim} / FS =$	116,432	kPa

Essendo la pressione ammissibile maggiore della pressione media, la verifica risulta soddisfatta.

8.1.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	B	2,00 m
Lunghezza della fondazione	L	1,00 m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0,50
Approfondimento della fondazione	D	1,70 m
Inclinazione della base		0,00 °
Sforzo normale		53,50 kN
Taglio in direzione larghezza		0,00 kN
Taglio in direzione lunghezza		0,00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza		0,00 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0,00 kNm
Angolo di attrito del terreno		28,00 °
Coazione drenata		2,50 kPa
Peso specifico totale del terreno γ		20,00 kN/m ³
Profondità della falda da p.c. Z_f		0,77 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione Z_w		0,00 m
Peso specifico di calcolo γ'_c		10,00 kN/m ³
Pressione in superficie		0,00 kPa
Peso specifico del terreno latitante γ_{lat}		20,00 kN/m ³
Pressione al piano di posa delle fondazioni		34,00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza		0,00 m
Eccentricità in direzione lunghezza		0,00 m
Larghezza ridotta		2,00 m
Lunghezza ridotta		1,00 m
Coefficiente di sicurezza		2,50
Inclinazione piano campagna		0,00 °

RISULTATI

Termine di superficie		Termine di coazione		Termine di profondità	
$0.5 \cdot \gamma' \cdot B'$	10,00	c'	2,50	q'	34,00

Fattori di :

capacità portante
forma
approfondimento

N_y =	16,72	N_c =	25,80	N_q =	14,72
s_y =	1,00	s_c =	1,00	s_q =	1,00
d_y =	/	d_c =	1,27	d_q =	1,25

Fattori correttivi di :

incl. del carico
incl. della base
incl. piano campagna

i_y =	1,00	i_c =	1,00	i_q =	1,00
b_y =	1,00	b_c =	1,00	b_q =	1,00
g_y =	1,00	g_c =	1,00	g_q =	1,00

Termini complessivi di :

Superficie
Coazione
Profondità

167,17
82,12
627,80

Pressione media (N/A') =	26,75	kPa
Pressione ammissibile P_{lim}/FS =	350,84	kPa

Essendo la pressione ammissibile maggiore della pressione media, la verifica risulta soddisfatta