

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
 Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
 Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
 e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
 1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

cod. AN58

PROGETTAZIONE:
 RAGGRUPPAMENTO
 TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:

MANDANTI:



sinergo

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
 SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
 Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

OPERE D'ARTE MINORI:

*Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA
 Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 2087*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl
 Albo Geol. Lombardia n. A762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
 Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Dott. ing. Vincenzo Catone



PROTOCOLLO:

DATA:

07 - OPERE D'ARTE MINORI

07.16 - TO.05 TOMBINO VIA CA' LILLINA (Prog. km 0+760)

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00TM05STRRE01.pdf			
LO702M	E	2101	T00TM05STRRE01		A	R
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		FEBBRAIO 2023	ZUFFELLATO	GALANTE	MUFFATO
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE	1
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	1
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	3
2.1	NORMATIVA NAZIONALE COGENTE	3
2.2	EUROCODICI.....	3
2.3	NORME EN, UNI, ISO	4
2.4	NORME CNR.....	5
3	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	6
4	MATERIALI	9
4.1	OPERE IN ELEVAZIONE ED IN FONDAZIONE.....	9
4.1.1	Calcestruzzo	9
4.1.2	Acciaio per calcestruzzo ordinario.....	10
4.1.3	Copriferro.....	10
5	ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA.....	11
5.1	CRITERI DI VERIFICA	11
5.1.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	11
5.1.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso-flessione.....	11
5.1.1.2	Verifiche a taglio	11
5.1.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio	13
5.1.2.1	Verifiche a fessurazione.....	13
5.1.3	Verifica della capacità portante	16
5.1.4	Metodo pseudo-statico	21
5.2	MODELLO DI CALCOLO	22
5.2.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	22
6	PARAMENTO VERTICALE	23
6.1	ANALISI DEI CARICHI	23
6.1.1	Pesi propri strutturali (g_1).....	23
6.1.1.1	Calcestruzzo	23
6.1.2	Carichi permanenti portati (g_2).....	23
6.1.2.1	Pavimentazione	23
6.1.2.2	Rilevati e spinta delle terre (g_3).....	23
6.1.3	Azioni sismiche	24
6.2	SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE	27
6.2.1	Sollecitazioni agenti.....	28
6.2.2	Verifiche.....	30
7	ELEMENTI PREFABBRICATI.....	36
7.1	POZZETTO DI RACCORDO	36
7.2	TUBI CIRCOLARI	36

RTI di progettazione:

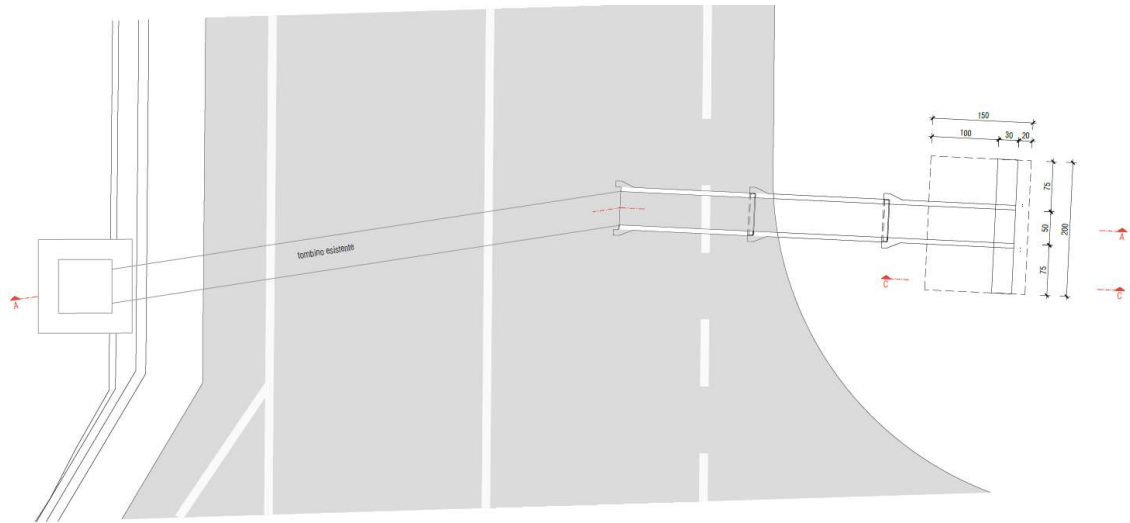
Mandataria



Mandanti



Relazione di calcolo tombino TO.05



PLANIMETRIA DI INSERIMENTO

2 NORME DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- [4] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - “Nuovo Codice della Strada”
- [5] D.P.R.16/12/92 n.495 e s.m.i. “Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada”

2.2 Eurocodici

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

- [1] UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- [2] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [3] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [4] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [6] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [7] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [8] UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- [9] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [11] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- [12] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [13] UNI EN 1993-1-5:2019 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [14] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

[15] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

[16] UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

[17] UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

[18] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

[19] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[20] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

[21] UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali

[22] UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

[23] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

[24] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti

[25] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2.3 Norme EN, UNI, ISO

Calcestruzzo:

[1] EN 206:2016 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

[2] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

Acciaio per strutture metalliche e strutture composte:

[3] EN 10025-1:2004

[4] EN 10025-2:2019

[5] EN 10025-3:2019

[6] EN 10025-4:2019

[7] EN 10025-5:2019

[8] EN 10025-6:2019

[9] EN 10210-1

[10] EN 10219-1

Bulloni e chiodi:

[11] EN 15048

[12] EN 14399

[13] EN 10263

Saldature:

[14] EN ISO 4063:2011

[15] EN 1011

[16]EN ISO 9692

2.4 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [1] CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [4] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

3 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

La vita nominale V_N dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 18.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Valori del coefficiente d'uso

Nello specifico si considera quanto segue:

► **VITA NOMINALE DI PROGETTO (TAB. 2.4.I §2.4.1 NTC 2018)**

Tipo di costruzione	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Valore minimo vita nominale di progetto V_N (anni)	50

► **CLASSI D'USO (§2.4.2 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe IV

Descrizione:

Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

► **PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (TAB. 2.4.II §2.4.3 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe IV

Coefficiente d'uso C_u

2

Periodo di riferimento V_R (anni)

100

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

4 MATERIALI

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati sia per la progettazione del nuovo intervento che per la verifica dell'esistente.

4.1 Opere in elevazione ed in fondazione

4.1.1 Calcestruzzo

Le opere in esame vengono realizzate con calcestruzzo le cui caratteristiche vengono riportate nel seguito.

Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	35	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	28	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	15.87	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	36	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1.94	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.29	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.77	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} =$	3.32	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	32308	N/mm ²
Peso specifico	$w =$	25	kN/m ³

Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)

Corrosione indotta da carbonatazione

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XC4
Classe di resistenza minima	C28/35
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

Corrosione da attacchi gelo-disgelo

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XF4
Classe di resistenza minima	C28/35
Rapporto massimo a/c	0.45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	340
Contenuto minimo di aria (%)	4

Altri requisiti

Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

RTI di progettazione:

Mandataria

Mandanti

4.1.2 Acciaio per calcestruzzo ordinario

Barre ad aderenza migliorata B450C

Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540	MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

4.1.3 Copriferro

Il copriferro e la classe minima di calcestruzzo da adottarsi vengono assunti in base al paragrafo §C4.1.6.1.3 C-NTC 2018.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Barre da C.A. – altri elementi

Classe Calcestruzzo:	C28/35
Condizioni ambientali:	aggressive
Vita nominale costruzione:	50 [anni]
Tolleranza di posa:	10 [mm]

Pertanto per il caso in esame il copriferro prescritto per la soletta dell'impalcato è pari a:

$$c = 30 (C > C_o) + 10 (\text{tolleranza}) = 40 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

5 ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA

Si riporta nel seguito una breve descrizione dei metodi di calcolo e dei criteri di verifica adottati.

5.1 Criteri di verifica

In accordo alla normativa vigente il metodo di verifica adottato è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati limite.

5.1.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

5.1.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica a sollecitazione tagliante si fa riferimento al caso di *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

con l'altezza utile della sezione espressa in mm

$$v_{min} = 0.035 \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

con b_w larghezza minima della sezione espressa in mm

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

tensione media di compressione nella sezione

I carichi applicati alla struttura possono essere considerati come carichi distribuiti, pertanto la verifica al taglio viene condotta nella sezione dell'elemento con distanza non minore di d dal bordo dell'appoggio in accordo al §6.2.1 dell'EC2.

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento

con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento

A_{sw} area dell'armatura trasversale

s interasse tra due armature trasversali consecutive

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

α_c coefficiente maggiorativi pari a:

1 per membrane non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$

1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$

$$2.5 \times (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

5.1.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls C28/35 $\rightarrow \sigma_c < 19.92$ N/mm²
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls C28/35 $\rightarrow \sigma_c < 14.94$ N/mm²

- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0$ N/mm²

5.1.2.1 Verifiche a fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente (indicata con FR);
 - Quasi Permanente (indicata con QP).

- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.

- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
 - Sensibili (acciai da precompresso);
 - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

RTI di progettazione:

Mandataria

Mandanti

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ϵ_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di Δ_{sm} e ϵ_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°7 del 21/01/2019 ("Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018").

5.1.2.1.1 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

5.1.2.1.2 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, la classe di esposizione individuata per le parti in calcestruzzo rivolte all'interno dei tombini idraulici riconduce a condizione ambientale del tipo "Aggressiva". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	w_d
Gettato in opera	XC4 – XF3	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.3 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$

Per quanto riguarda invece le parti in calcestruzzo perennemente a contatto con il terreno caratterizzanti quindi l'esterno dei tombini idraulici, si può far riferimento a una condizione ambientale del tipo "Ordinaria" dovuta alla classe di esposizione XC2 ("Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo") o XC3 ("Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta"). Ne risulta che i limiti di apertura delle fessure sono i seguenti:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	w_d
Gettato in opera	XC2 – XF1	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
	XC3 – XF1		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

5.1.3 Verifica della capacità portante

Come indicato da DM 17.01.2018 al § 6.4.2, viene condotta la verifica a capacità portante della fondazione seguendo la combinazione A1+M1+R3 dell'approccio 2.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono assunti unitari come indicato dalla Tab.6.2.II per la combinazione M1.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli considerati per le verifiche strutturali (A1) come indicato nella Tab. 5.1.V. riportata di seguito.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Il coefficiente γ_3 per la verifica della capacità portante viene assunto pari a 2.30 come indicato dalla Tab. 6.4.I

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La verifica di capacità portante della fondazione risulta soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione massima sul terreno risulta maggiore di 1.00.

$$q_{lim} / q_{max} \geq 1.00$$

dove: q_{max} = pressione massima sul terreno;

q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen, ridotta di un fattore di sicurezza F_s pari a 2.30

Calcolo della pressione limite della fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalle seguenti espressioni:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q' \quad (*)$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);

B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

c' = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;

c_u = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;

q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;

N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;

$s_{\gamma}, s_c, s_q, s_c^0$ = coefficienti di forma;

$d_{\gamma}, d_c, d_q, d_c^0$ = coefficienti correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$i_{\gamma}, i_c, i_q, i_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;

$b_{\gamma}, b_c, b_q, b_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione;

$g_{\gamma}, g_c, g_q, g_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna.

(*) nel caso di piano campagna inclinato, all'espressione di q_{lim} per terreno puramente coesivo va aggiunto il termine:

$$- 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot 2\beta$$

con β inclinazione del piano del piano campagna rispetto all'orizzontale e L lunghezza della fondazione.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

a) *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;

M = momento risultante sulla fondazione;

N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

b) *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;

D = profondità del piano di posa della fondazione.

Nel presente caso, il carico q' è stato trascurato nel calcolo della capacità portante della fondazione.

c) *Coefficienti di capacità portante:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$N_c = 2 + \pi$$

d) *Coefficienti di forma (per B<L):*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);

L = lunghezza della fondazione.

e) *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_\gamma = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \text{ctg} \left(\frac{D}{B_R} \right) \quad \text{per } D/B > 1$$

- dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B_R = larghezza reale della fondazione;
 D = profondità del piano di posa della fondazione;

f) *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_q - 1}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

- dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;
 c_u = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_q = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);

g) *Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$b_\gamma = \exp \left[- 2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg}(\phi') \right]$$

$$b_q = \exp [- 2 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg}(\phi')]$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

η = angolo di inclinazione del piano di fondazione rispetto all'orizzontale.

h) Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$g_q = g_r = [1 - 0.5 \cdot \operatorname{tg}(\beta)]^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo

$$b_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

β = angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

5.1.4 Metodo pseudo-statico

Il sisma per il caso in esame viene preso in conto secondo il metodo pseudostatico. L'analisi pseudo-statica lineare viene condotta applicando alla struttura un'azione sismica rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici verticale e orizzontale vengono calcolati mediante le seguenti espressioni: coefficiente sismico orizzontale

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

coefficiente sismico verticale

$$k_v = \pm \frac{k_h}{2}$$

Essendo:

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g = accelerazione di gravità

Il valore del coefficiente di riduzione β_m assume il valore di $\beta_s = 0,28$ per la categoria di sottosuolo B.

5.2 Modello di calcolo

5.2.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

I codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo di seguito presentati sono di accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle proprie caratteristiche.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

Il modello di calcolo utilizzato si avvale di una schematizzazione su base bidimensionale del manufatto oggetto di relazione secondo un foglio di calcolo precedentemente impostato.

La soletta inferiore poggia su molle alla Winkler, la cui costante è assunta, sulla base delle indagini e della caratterizzazione geologico-geotecnica effettuata, pari a:

$$k_w = 4000 \text{ kN/m}^3$$

6 PARAMENTO VERTICALE

6.1 Analisi dei carichi

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi relativa all'opera in esame.

6.1.1 *Pesi propri strutturali (g₁)*

6.1.1.1 Calcestruzzo

Il peso degli elementi in calcestruzzo è calcolato con il seguente valore per unità di volume:

$$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

6.1.2 *Carichi permanenti portati (g₂)*

I carichi permanenti da considerare vengono elencati nel seguito nel loro valore a metro di sviluppo di implacato. I carichi vengono espressi nel seguito per metro di larghezza del manufatto in esame; vengono poi moltiplicate per la larghezza dello stesso per ottenere i carichi da inserire nel modello di calcolo.

6.1.2.1 Pavimentazione

Si considera un peso per unità di volume della pavimentazione di 24 kN/m³ e uno spessore di 15 cm (per considerare eventuale riasfaltatura senza scarifica).

$$G_{2,1} = 0.15 \times 24 = 3.6 \text{ kN/m}$$

6.1.2.2 Rilevati e spinta delle terre (g₃)

Applicando ai parametri geotecnici i coefficienti parziali indicati nelle NTC2018, ovvero la combinazione unica (A1 +M1+R3) si ottengono le seguenti caratteristiche del terreno assunte per il calcolo:

$$\begin{aligned} \gamma_r &= 1 \\ \gamma_\phi &= 1 \\ \gamma_c &= 1 \end{aligned}$$

Caratteristiche del terreno a tergo della spalla

Peso proprio	$\gamma =$	19	kN/m ³
Angolo di attrito	$\phi =$	32	°
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 =$	0.47	

RTI di progettazione:

Mandataria

Mandanti

La geometria dei piedritti è invece la seguente:

Paramento

Altezza paramento	$h =$	1.5	m
Spessore paramento	$t =$	0.3	m
Peso specifico materiale piedritti	$\gamma =$	25	kN/m ³

Il terreno incide per metà dell'altezza del paramento individuando assenza di carichi in testa al paramento stesso.

6.1.3 Azioni sismiche

Le analisi sismiche sono state effettuate secondo un approccio pseudo-statico con azioni statiche equivalenti all'azione inerziale e proporzionali, tramite i coefficienti sismici k_h e $k_v = \pm 0,5k_h$, al peso della massa potenzialmente instabile. Il segno \pm sta ad indicare che la componente verticale dell'azione sismica è considerata agente sia verso l'alto che verso il basso.

Considerando i seguenti parametri:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 50$ anni;
- Classe d'uso: $IV - c_u = 2,0$;
- Periodo di riferimento: $V_R = 50$ anni $\cdot 2,0 = 100$ anni;
- Terreno tipo: B
- Categoria topografica: $T2$
- Fattore di struttura: $q_0 = 1,5$
- Regolarità in altezza: SI

Si riportano i valori delle principali grandezze sismiche per il sito di progetto relative allo stato limite di salvaguardia della vita SLV e di danno SLD, limitatamente al caso analizzato.

SLATO LIMITE	a_g [g]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]	a_{max} [g]	β_m [-]	k_h	k_v
<i>SLD</i>	0.124	1.200	1.200	1.440	0.179	1.0	0.179	± 0.090

SLV	0.288	1.124	1.200	1.349	0.388	1.0	0.388	±0.194
-----	-------	-------	-------	-------	-------	-----	-------	--------

TABELLA ERRORE. NEL DOCUMENTO NON ESISTE TESTO DELLO STILE SPECIFICATO..1 – PARAMETRI SISMICI

dove: a_g accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T coefficiente di amplificazione topografica;

$$S = S_s \cdot S_T;$$

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

k_h coefficiente pseudo-statico orizzontale per muri;

k_v coefficiente pseudo-statico verticale per muri;

Si noti in particolare che, in coerenza con quanto disposto al §7.11.6.2.1 di NTC2018, per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente β_m è stato assunto unitario.

Per tener conto delle azioni sismiche, nel caso dinamico oltre alla spinta statica sono state considerate anche forze di inerzia orizzontali e verticali, proporzionali al peso della struttura e del cuneo di spinta, ed un incremento di spinta orizzontale del terreno.

L'incremento di spinta del terreno ΔP_d è pari alla differenza tra la spinta calcolata in condizioni statiche+sismiche (F_d) e quella calcolata in condizioni statiche (F):

$$\Delta P_d = F_d - F$$

La spinta di calcolo risultante del terreno, somma di quella statica e di quella dinamica, è data dall'equazione seguente:

$$F_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del muro, γ è il peso per unità di volume del terreno, K è il coefficiente di spinta statico+dinamico del terreno, che per gli stati di spinta attiva viene ricavato a mezzo della formula di Mononobe-Okabe e k_v è il coefficiente sismico verticale.

Nelle analisi l'incremento di spinta è stato applicato a tergo del muro come un carico distribuito di forma rettangolare. Occorre considerare inoltre le forze d'inerzia dovute alla massa del muro e del cuneo di spinta, che assumono la seguente espressione:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W$$

in cui W è la massa inerziale equivalente del muro e del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro. Tali forze vanno applicate nel baricentro dei pesi.

6.2 SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

Si riportano nel seguito gli esiti della computazione delle forze agenti e delle conseguenti verifiche condotte per il manufatto in esame come conseguenza dei dati geometrici e geotecnici inseriti.

DATI DI PROGETTO:

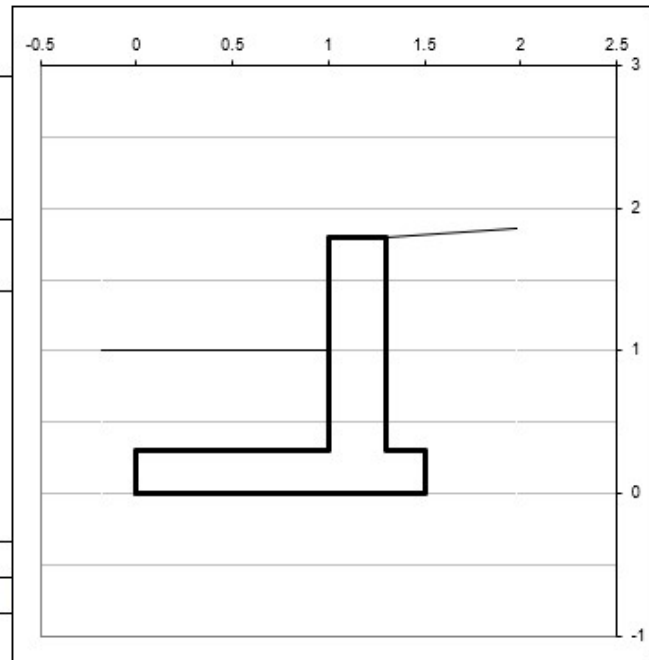
Geometria del Muro

Elevazione	H3	1.50	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	1.50	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.30	(m)
Suola Lato Valle	B1	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5	0.20	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	0.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici			Valori di progetto
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	32.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	5.00
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	20.00
Dati Terreno Fondazione	Resistenza a Taglio non drenata	cu	20.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	φ_1'	35.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.00
	Profondità Falda	Zw	5.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	3.00
	Modulo di deformazione	E	150000
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.25
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.25
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.3125
	coefficiente sismico verticale	kv	0.1563
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.29
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.55
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.74
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.13
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2.89
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.29
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.55
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.74

6.2.1 Sollecitazioni agenti

Si riportano i valori dei carichi agenti.

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo tombino TO.05

Carichi Agenti			Valori caratteristici
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	10.00
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	10.00
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	25.00
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	5.00

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	12.07 (kN/m)
Spinta sovraccarico	14.98 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	22.50 (kN/m)
PP terreno a monte	5.75 (kN/m)
Spinta terreno	4.39 (kN/m)
Spinta sovraccarico	5.45 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	7.31 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	13.61 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	21.38 (kNm/m)
PP terreno a monte	8.05 (kNm/m)
Spinta terreno	6.59 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	8.18 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

RTI di progettazione:

Mandataria

Mandanti

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	26.47	(kN/m)
Spinta sovraccarico	14.21	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	15.00	(kN/m)
Inerzia muro	7.03	(kN/m)
Inerzia terrapieno	1.80	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	22.50	(kN/m)
PP terreno a monte	5.75	(kN/m)
Spinta terreno	9.64	(kN/m)
Spinta sovraccarico	5.17	(kN/m)
Azioni esterne	25.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.90	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	24.06	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	12.91	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	34.50	(kNm/m)
Inerzia muro	4.22	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	0.64	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	21.38	(kNm/m)
PP terreno a monte	8.05	(kNm/m)
Spinta terreno	14.45	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	7.76	(kNm/m)
Azioni esterne	28.75	(kNm/m)

6.2.2 Verifiche

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO IN CONDIZIONE STATICA

Risultante forze verticali (N) N = 38.09 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 27.04 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 0.99 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO IN CONDIZIONE STATICA

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 44.19 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 20.92 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.11 (-)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO IN CONDIZIONE SISMICA

Risultante forze verticali (N) N = 68.95 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 64.51 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 0.75 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO IN CONDIZIONE SISMICA

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 80.38 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 76.33 (kNm/m)

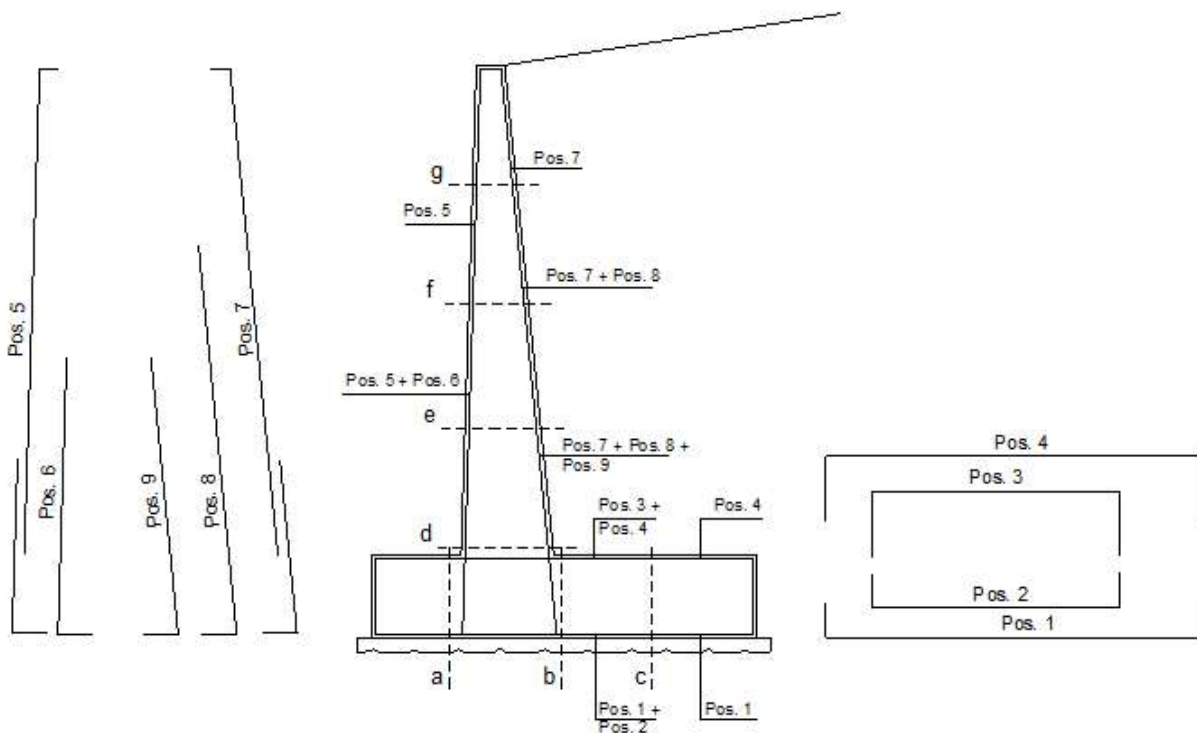
Fr = Ms / Mr 1.05 (-)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

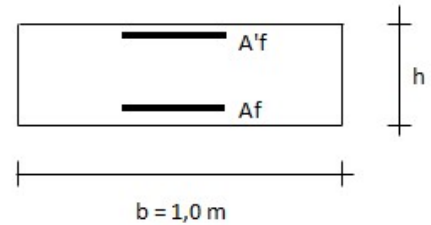
<u>Calcestruzzo</u>	Rck	30	(MPa)	<u>Acciaio</u>	Fe B 44 k	
	γ_c	=	1.9		f_{yk}	= 450 (MPa)
	$f_{cd} = 0.83 \cdot Rck / \gamma_c$	=	13.11		γ_E	= 1.00
			(MPa)		γ_s	= 1.15
<u>Copriferro</u>				$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$	=	391.30 (MPa)
c	=	3.00	(cm)	E_s	=	210000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	16	6	5.0	16
4	5.0	16	7	5.0	16
5	5.0	16	9	5.0	16



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	65.35	0.00	0.30	10.05	10.05	125.36
b - b	-4.06	0.00	0.30	10.05	10.05	125.36
c - c	-1.83	0.00	0.30	10.05	10.05	125.36
g - g	14.23	29.19	0.30	10.05	10.05	106.77

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

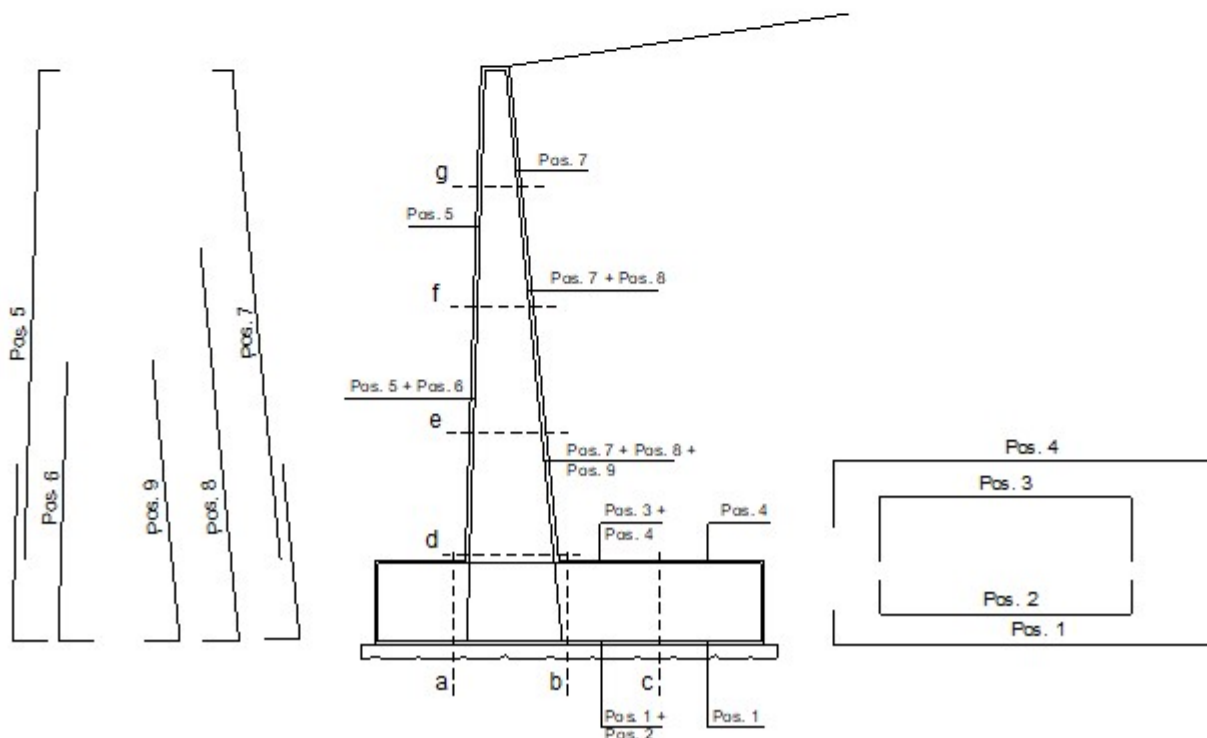
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

<u>Calcestruzzo</u>	Rck =	28	(MPa)	<u>Acciaio</u>	Fe B 44 k
	fctm = $0.27 \cdot Rck^{2/3} =$	2.49	(MPa)	fyk =	450 (MPa)
	coefficiente omogeneizzazione acciaio	n = 15		Es =	210000 (MPa)
<u>Copriferro</u>	(distanza asse armatura-bordo)	5.00	(cm)		
<u>Copriferro minimo di normativa</u>	(ricoprimento armatur;	1.00	(cm)		
<u>Valore limite di apertura delle fessure</u>		0.3	mm		

SCHEMA DELLE ARMATURE

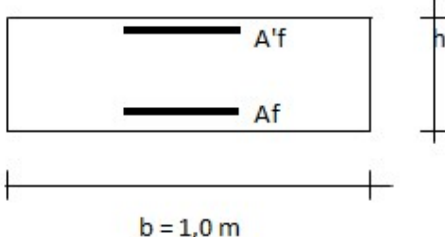


PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo tombino TO.05

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	16	7	5.0	16
4	5.0	16	8	5.0	16
5	5.0	16	9	5.0	16
6	5.0	16			



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	8.65	0.00	0.3	10.05	10.05	0.99	38.43	0.034	0.300
b - b	-1.66	0.00	0.3	10.05	10.05	0.19	7.38	0.007	0.300
c - c	-0.75	0.00	0.3	10.05	10.05	0.09	3.35	0.003	0.300
g - g	0.43	3.70	0.3	10.05	10.05	0.04	0.37	0.000	0.300

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	43.92	0.00	0.3	10.05	10.05	5.02	195.13	0.174	0.300
b - b	-2.90	0.00	0.3	10.05	10.05	0.33	12.90	0.012	0.300
c - c	-1.28	0.00	0.3	10.05	10.05	0.15	5.69	0.005	0.300
g - g	9.55	28.61	0.3	10.05	10.05	1.09	28.43	0.024	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

7 ELEMENTI PREFABBRICATI

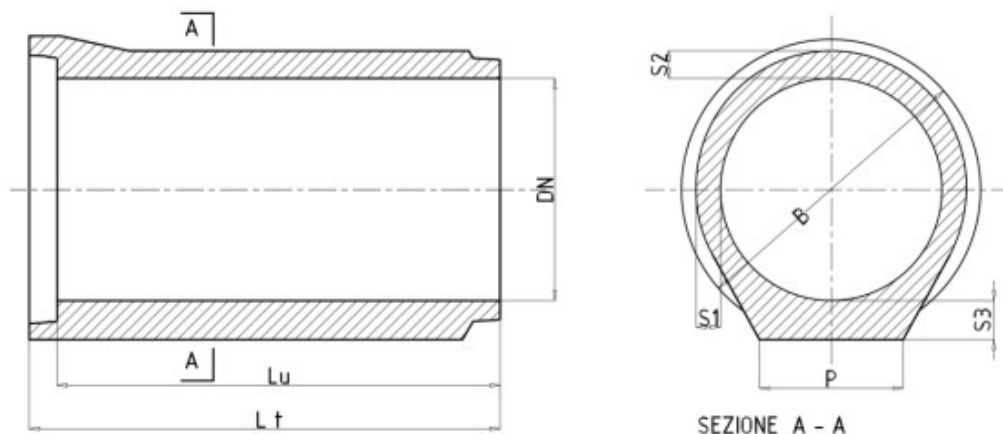
7.1 Pozzetto di raccordo

Il manufatto di raccordo viene previsto conforme alle dimensioni degli elementi che deve ospitare al suo interno. Nel caso specifico viene prevista la connessione con un elemento tubolare esistente con sezione circolare e diametro interno DN 500 e con un elemento tubolare nuovo prefabbricato in calcestruzzo anch'esso di diametro interno DN 500.

7.2 Tubi circolari

L'elemento di collegamento previsto è composto da una serie di manufatti in calcestruzzo armato prefabbricato turbobibrocompressa a sezione interna circolare con giunto a bicchiere e base di appoggio piana. Questo poggia su di un magrone precedentemente gettato in opera.

Il manufatto presenta le seguenti caratteristiche geometriche garantendo un diametro nominale DN=500 mm.



Non essendo prevista armatura, i manufatti selezionati sono progettati per resistere ad un carico di $135 \text{ kN} \cdot 1000/\text{DN}$ in accordo con la normativa UNI EN 1916:2004. Il manufatto risulta dunque carrabile per strade di 1° categoria con ricoprimento sull'estradosso da 30 cm a 500 cm.