

PROG.



COMUNE di PINEROLO

PROGETTO ESECUTIVO

Oggetto:

IMPIANTO DI PINEROLO-PORTE

Canale di by-pass in ingresso all'impianto

RELAZIONE GEOTECNICA STRUTTURALE SISMICA

Rev.	Data	Redazione	Verifica	Autorizzazione	Modifiche
0	Ottobre 2017	CC	CC	PCM	emissione



IL DIRETTORE GENERALE
Ing. Marco ACRI

Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.

Codifica Piano dei Conti:

Tipologia di spesa:

Centro di Responsabilità:

Oggetto di controllo:

Divisione:

Collaboratori:



Geom. Matteo Sutera
Per. Ind. Dario Ribetto

Il Progettista:



Ai ENGINEERING S.r.l.

Via Lamarmora, 80 | 10128 Torino - Italy
Tel: +39 011 58 14 511 | Fax: +39 011 56 83 482
E-mail: posta@aigroup.it | Website: www.aigroup.it



**ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA DI CUNEO**

**N.
568**

Dot. Ing. MONTALDO Piccarolo
Elaborato n.

Allegato n.

c-RGS

03

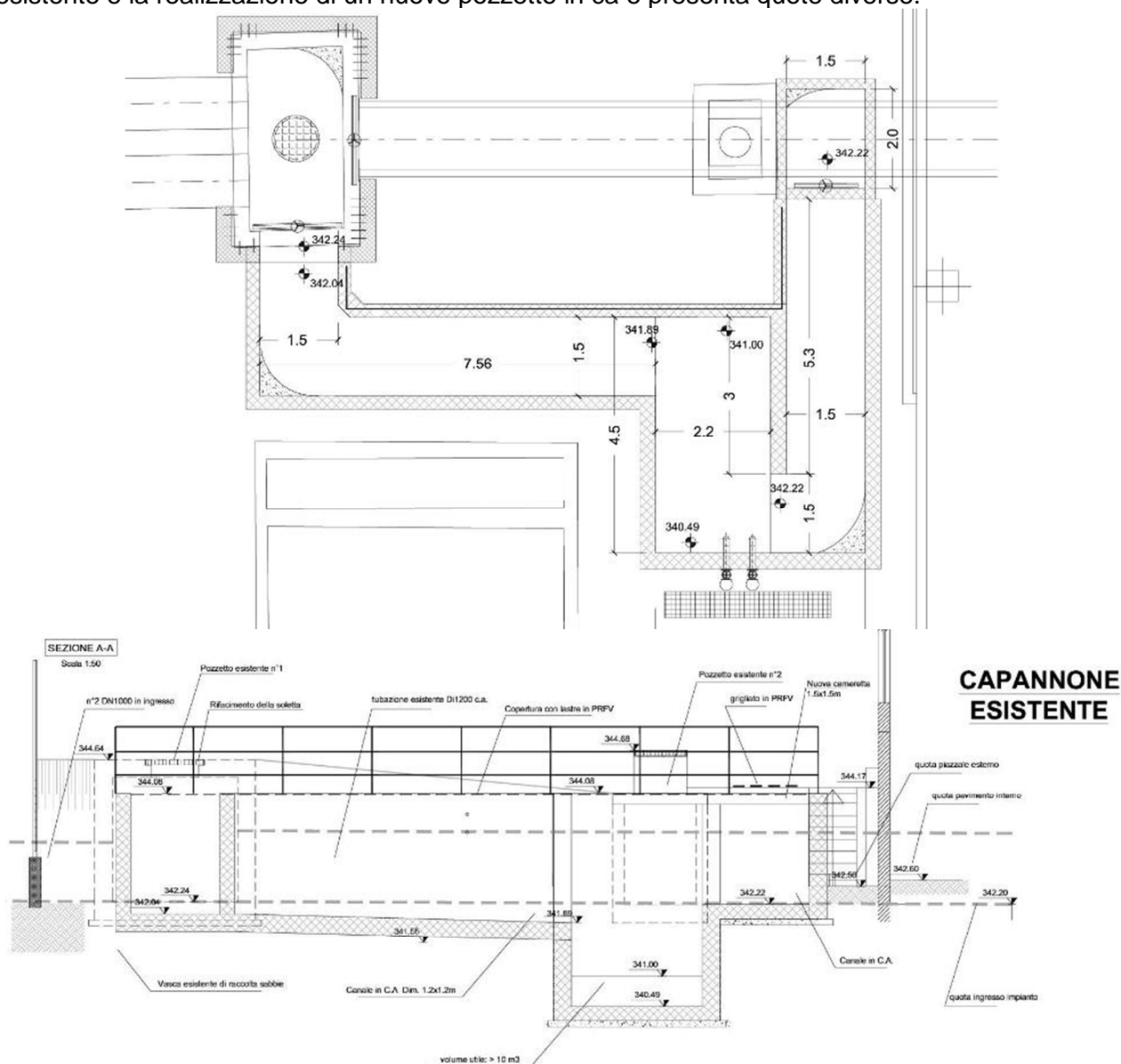
INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE	3
3. CRITERI DI PROGETTO E LIVELLI PRESTAZIONALI	3
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
4.1. Inquadramento del Sito	4
4.1.1. Assetto geologico	4
4.1.2. Assetto geomorfologico	4
4.1.3. Assetto idrogeologico dell'area	5
4.1. Caratterizzazione sismica di sito	5
4.1. Parametrizzazione Geotecnica	5
5. MATERIALI	7
5.1. Calcestruzzo	7
5.2. Acciaio per cemento armato	7
6. ANALISI DEI CARICHI	8
6.1. Pesi Propri.....	8
6.1. Spinta del terreno	8
6.2. Carichi variabili.....	9
7. AZIONE SISMICA	9
7.1. Tempo di ritorno	9
7.1. Parametri di sottosuolo	10
7.2. Condizioni topografiche.....	10
7.3. Accelerazione massima	10
7.4. Accelerazione massima al sito	11
8. COMBINAZIONI DI CARICO	11
9. VERIFICA DELLE STRUTTURE	13
9.1. Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	14
9.2. Carichi applicati	14
9.3. Verifiche di stabilità dell'opera.....	14
9.3.1. Verifica a ribaltamento	15
9.3.2. Verifica a schiacciamento	15
9.4. Verifica delle armature	16
9.4.1. Mensola in elevazione	16
9.4.2. Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle	16

1. PREMESSA

La presente riguarda tutti i calcoli condotti per dimensionare le strutture necessarie alla realizzazione di un nuovo canale di bypass sulla tubazione di immissione delle acque nell'impianto di depurazione di Pinerolo Porte a ridosso della facciata sud dell'edificio pretrattamenti.

Il manufatto da realizzare è costituito da una vasca in ca, alcuni consolidamenti di un pozzetto esistente e la realizzazione di un nuovo pozzetto in ca e presenta quote diverse.



Il canale presenta larghezza variabile tra 1.5 e 2.2 m e profondità variabile tra circa 2.0 e 3.5 m.

2. NORMATIVE

Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n.11651 del 14/02/1974

DM 14/01/2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Normativa tecnica di riferimento. Essendo un documento generale di carattere prestazionale per la definizione di parametri specifici e per le regole di dettaglio, come previsto dal Decreto stesso, ci si è riferiti alle seguenti normative:

Min. Infr. e Trasp., Circ. n. 617 del 2 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

UNI EN 1990:2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.

UNI EN 1991-1-4:2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in Generale – Azioni del Vento

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1:2006 Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione e conformità.

D.G.R. della Regione Piemonte n.65-7656 del 21/05/2014 Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.

3. CRITERI DI PROGETTO E LIVELLI PRESTAZIONALI

L'analisi strutturale è stata effettuata in base alle normative vigenti.

In particolare per la definizione dei carichi, le analisi e le verifiche si è fatto riferimento al quadro normativo delineato del D.M. 14/01/08 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Per quanto non riportato sul Decreto si sono seguite le indicazioni degli Eurocodici e della Circolare applicativa delle NTC medesime.

Le verifiche degli elementi sono state svolte seguendo il metodo degli Stati Limite.

Conformemente a quanto previsto dalle NTC le strutture delle vasche sono state calcolate come strutture non duttili considerando quindi un comportamento elastico in risposta alle azioni sismiche previste dalle norme.

I manufatti vasche presentano tutti, punti di contatto con le vasche esistenti. Tali corpi saranno separati da giunti di tipo waterstop, calcolati ai sensi delle norme ed in parte già previsti nella costruzione del I lotto e quindi attualmente presenti in situ.

Laddove non fossero stati predisposti i giunti waterstop o fossero ammalorati si provvederà alla sostituzione/inserimento.

Tutte le strutture sono state progettate, quanto a sollecitazioni di verifica e dettagli costruttivi secondo i seguenti principi:

- Comportamento elastico: vasche e locali quadri elettrici;
- Comportamento duttile in CD B: edifici.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica di sedime si rimanda alla relazione geotecnica redatta in occasione del progetto di ampliamento dell'impianto del 2015 (Elaborato RGT – Emesso in Novembre 2015).

Seguono alcuni stralci di tale elaborato che consentono di caratterizzare il terreno di interesse.

4.1. Inquadramento del Sito

Nei paragrafi seguenti, vengono riportate alcune informazioni stralciate dalla relazione geotecnica e sintetizzate in modo da dare qualche informazione ulteriore in merito alle caratteristiche del sedime fondale. Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione geologica.

4.1.1. Assetto geologico

Dal punto di vista dell'inquadramento geologico regionale, l'area oggetto d'indagine è parte integrante della pianura pedemontana localizzata al bordo dei rilievi collinari che sorgono immediatamente a ridosso dell'abitato di Pinerolo.

Questi rilievi rappresentano i primi contrafforti della catena alpina e sono caratterizzati dall'affioramento di litotipi riferibili al "Massiccio Cristallino del Dora-Maira", il più meridionale fra i massicci cristallini interni di pertinenza penninica. In particolare lungo i versanti della collina di Pinerolo affiorano micascisti e gneiss minuti con pigmento grafítico (la "Serie grafítica delle Alpi Cozie" dei Rilevatori della Carta Geologica d'Italia).

Si precisa che questi litotipi sono generalmente interpretati come il prodotto della trasformazione metamorfica legata al ciclo orogenetico alpino di originarie sequenze detritiche di età carbonifera.

Più precisamente l'area in esame è localizzata in corrispondenza della pianura alluvionale recente geneticamente legata ai fenomeni deposizionali dei torrenti Chisone e Lemina, e si colloca immediatamente a sud di un terrazzo alluvionale di origine piuttosto antica.

Questo terrazzo è separato dalla circostante pianura alluvionale recente da una scarpata morfologica che raggiunge la massima evidenza nei pressi dell'abitato di Riva di Pinerolo.

L'esistenza di questo limite geologico-morfologico era già stata evidenziata dai Rilevatori della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Foglio n.67 -Pinerolo), i quali a nord dell'orlo di terrazzo in esame avevano cartografato dei terreni di origine alluvionale riferiti al "Diluviale antico" ("Diluvium antico ferrizzato, talora con facies glaciale, fortemente terrazzato") ed a sud dei terreni di uguale natura ma più recenti ("Alluvioni terrazzate") e per questa ragione attribuiti al "Diluviale recente ed alluviale".

Nella "Carta geologica della pianura piemontese" (CARRARO F. & PETRUCCI F., 1969) i depositi che caratterizzano il terrazzo alluvionale antico sono stati attribuiti al "Fluvioglaciale e al Fluviale mindeliano", mentre quelli della pianura recente sono stati riferiti al "Fluviale würmiano o post-würmiano". Infine si rileva che, in un recente studio (COLLO G., "L'evoluzione tettonica del Pinerolo nell'ambito dei rapporti tra le Alpi e la Collina di Torino". 1995), i depositi a nord dell'orlo di terrazzo sono stati riferiti alla parte bassa del Pleistocene medio, mentre quelli a sud, che vi si appoggiano ad unghia, all'Olocene.

In corrispondenza dell'area su cui insiste il depuratore, si individua una porzione isolata e rimodellata della superficie terrazzata più antica, tipicamente allungata a "dosso di cetaceo" nella direzione del reticolo idrografico principale.

4.1.2. Assetto geomorfologico

Dal punto di vista morfologico l'area oggetto d'indagine si presenta da subpianeggiante a debolmente inclinata verso est e si colloca nel settore di raccordo fra la pianura recente del Chisone e la catena alpina. L'espressione morfologica di questo raccordo è rappresentata dalla superficie terrazzata descritta precedentemente. Fra la superficie del terrazzo e la pianura alluvionale recente esiste un dislivello massimo dell'ordine dei 3 metri; la scarpata si presenta a tratti fortemente rimodellata dall'intervento antropico.

In particolare si osserva un notevole rimodellamento morfologico in corrispondenza della porzione isolata del terrazzo, quella su cui appunto si colloca l'area del depuratore. Essa costituisce un fondo rilevato dai confini a tratti incerti che in origine si presentava altimetricamente sospesa di poco più di un metro rispetto alla circostante pianura alluvionale recente.

Dal punto di vista litologico l'area in esame è essenzialmente caratterizzata dalla presenza di depositi fluvio-torrentizi di natura grossolana, costituiti in prevalenza da ghiaie e ciottoli in matrice sabbioso-limosa. Questi depositi sono generalmente sormontati da sedimenti di natura sabbioso-limosa di spessore metrico.

I depositi più antichi, che affiorano a nord dell'orlo di terrazzo sopra descritto, sono interessati da un discreto grado di argillificazione. Questa caratteristica è legata ai processi di alterazione pedogenetica che hanno interessato i primi metri di deposito a partire dal piano campagna ed in particolare la matrice fine, conferendo ai depositi una tipica colorazione bruno-rossastra (il “ferretto” degli Autori).

4.1.3. Assetto idrogeologico dell'area

Il contesto idrogeologico nel quale si colloca l'area in esame risulta dall'esame di documentazione pregressa.

La tabella seguente riporta i dati raccolti.

Data	Pz1	Pz2	Pz3	Pz4
30/01/2001	-11.90	-13.22	-11.70	-11.50
4/10/2001	-9.27	-10.88	-9.74	-9.22
13/02/2002	-11.94	-13.41	-12.53	-11.87
1/10/2002	-9.15	-10.73	-9.69	-9.15
28/03/2002	-11.84	-13.84	-11.98	-11.50
11/06/2003	-	-	-	-12.15

Sulla base di quanto evidenziato nella relazione geotecnica si considerano seguenti parametri di calcolo delle spinte.

4.1. Caratterizzazione sismica di sito

Nell'area in oggetto è stata eseguita a ottobre 2012 un'indagine geofisica di tipo sismico (MASW- Multichannel Analysis of Surface Waves), realizzata presso il sito di realizzazione della terza vasca di sedimentazione del depuratore Pinerolo-Porte, in Via della Costituzione 21, Pinerolo.

L'indagine ha previsto la realizzazione di uno stendimento lineare di 46 m di lunghezza, con 24 geofoni a 4.5 Hz equispaziati di 2 m.

Il valore di Vs30 ottenuto con la prova MASW è pari a 398 m/s. Tale parametro è stato ottenuto considerando i primi 30 m di suolo. Il valore rilevato rientra nella classe di suolo B.

Sulla base di quanto rilevato e della collocazione si definiscono quindi i seguenti parametri di calcolo delle spinte inerziali.

4.1. Parametrizzazione Geotecnica

La definizione dei parametri geotecnici dalle prove penetrometriche in situ è basata su correlazioni empiriche che utilizzano i valori della resistenza alla penetrazione dinamica ottenuti in sito che tengono conto dall'andamento delle tensioni verticali efficaci.

Relativamente alla correzione fra il numero di colpi delle prove penetrometriche dinamiche SCPT (N_{SCPT}) e il numero di colpi delle prove SPT (N_{SPT}), è stato adottato il seguente valore:

$$N_{SPT} = 0,8 N_{SCPT}$$

Di seguito vengono riportate le varie correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici dei terreni attraversati.

DENSITA' RELATIVA

La definizione di questo parametro, sulla base dei valori di N_{SPT} , è avvenuta utilizzando la correlazione proposta da Gibbs & Holtz (1957) per predominanza di sabbie, mentre per quanto riguarda la predominanza di ghiaie si è utilizzata la correlazione di Skempton.

$$Dr(\%) = \left\{ \left[1.5 * \left(\frac{N_{SPT}}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\} * 100 \quad (\text{Gibbs \& Holtz, 1957})$$

$$Dr(\%) = \left(\frac{N_{SPT}}{43.3 + (21.7 * \sigma'_{vo} / 10)} \right)^{0.5} * 100 \quad (\text{Skempton, 1986})$$

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO

Per la determinazione dell'angolo di attrito interno (ϕ), si è utilizzata la correlazione proposta da Shioi & Fukuni (1982):

$$\phi(^{\circ}) = (15 * N_{SPT})^{0.5} + 15 \quad (\text{Shioi \& Fukuni, 1982})$$

In sede di assunzione dei parametri, si è assunto 38° come valore massimo di ϕ' .

MODULO DI YOUNG

Il modulo di Young medio (E') è stato determinato tramite la seguente correlazione riferita ai valori di N_{SPT} :

$$E'(\text{MPa}) = S_1 * N_{SPT} + S_2 \quad (\text{D'Appolonia et al., 1970})$$

La tabella seguente riassume i parametri geotecnici utilizzati.

DESCRIZIONE		γ (KN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	c (kPa)	E' (MPa)	Note
LIVELLO A 0 - 3.8 / 4.7 m	Limo sabbioso con ciottoli	18.0	25 ÷ 35	28	0	10 ÷ 15	Poco addensato
LIVELLO A" 0 - 2.0 m	Sabbia limosa	18.0	20 ÷ 40	19 ÷ 24	0	5 ÷ 15	Mediamente addensato
LIVELLO A' 3.0 - 4.7 m	Sabbia eterometrica con clasti	19.0	75 ÷ 80	30 ÷ 32	0	30 ÷ 33	Mediamente addensato
LIVELLO B 3.8 / 4.7 - 9.0 m	Sabbia con ghiaia	18.5	55 ÷ 60	32 ÷ 34	0	35 ÷ 40	Mediamente addensato
LIVELLO B' 2.0 / 4.2 - 6.2 m	Sabbia con ghiaia e clasti alterati	18.5	60 ÷ 70	33 ÷ 36	0	40 ÷ 45	Molto addensato
LIVELLO C > 8.0 - 9.0 m	Ghiaia con sabbia densa e ciottoli	19.0	65 ÷ 85	36 ÷ 38	0	45 ÷ 55	Molto addensato

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel paragrafo che segue si riassumono le tipologie di carico considerate nel progetto delle opere strutturali. Per la definizione puntuale dei valori di carico considerati si rimanda alla Relazione di calcolo.

6.1. Pesi Propri

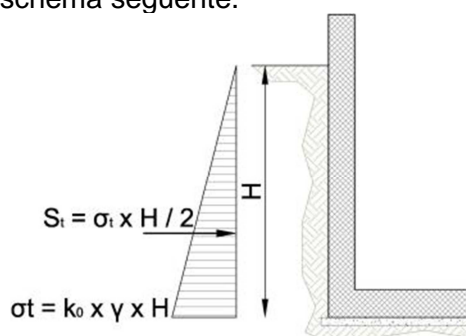
I manufatti saranno realizzati in cemento armato o carpenteria metallica. I pesi sono stimati ai sensi di quanto previsto al §3.1.3.1 delle NTC 2008, da cui si riporta la tabella 3.1.I

Tabella 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali strutturali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi “leggeri”: da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi “pesanti”: da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Cassa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

6.1. Spinta del terreno

Sulla base delle risultanze della relazione geotecnica la spinta del terreno è stata valutata in condizioni a riposo secondo lo schema seguente.



6.2. Carichi variabili

Sono stati considerati dei sovraccarichi a monte delle sponde del canale assunti pari a 10 kN/mq.

7. AZIONE SISMICA

Come prescritto dal D.M. 14 gennaio 2008, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione; essa, per il caso in oggetto, è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale e in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Le coordinate geografiche del sito in oggetto espresse in gradi sessadecimali sono:

Latitudine 44.884961 N

Longitudine 7.327263 O



7.1. Tempo di ritorno

Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della “probabilità di superamento” in un dato “tempo di ritorno”. Queste due grandezze sono correlate tra loro:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Dove:

T_R è il tempo di ritorno,

V_R il periodo di riferimento dell'opera,

P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , per ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente:

Stati limite		P_{VR}
Stati limite di servizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per le strutture in oggetto le verifiche in condizioni sismiche saranno condotte principalmente facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Nella tabella seguente si riportano i valori della probabilità di superamento e del rispettivo tempo di ritorno relativo alla vita utile dell'opera.

Tipo di opera	V_N [anni]	C_u	V_R	P_{VR}	T_R
---------------	--------------	-------	-------	----------	-------

2 50 1.5 75 10% 712

7.1. Parametri di sottosuolo

L'area in esame, come esposto ai capitoli precedenti è caratterizzata da una categoria di sottosuolo di tipo “B”.

I parametri di calcolo delle spinte inerziali sono i seguenti:

PARAMETRI SISMICI

ag/g	0.149
Ss	1.2
St	1
Cat. Suolo	B
βm	1.00
kh	0.179
kv	0.089

7.2. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella.

L'area in esame è caratterizzata da una categoria topografica di tipo “T1”

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.3. Accelerazione massima

La definizione dell'azione sismica di progetto, nel DM 14/01/2008, non si basa sulla classificazione sismica del territorio. I parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Allegato B del DM 14/01/2008).

I valori al sito sono ottenuti mediando i parametri spettrali (a_g , F_0 , T^*c) dei quattro nodi mediante la seguente formula:

$$P = \sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i} / \sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}$$

dove:

P valore del parametro nel sito in esame;

P_i valore del parametro nell'i-esimo punto della maglia contenente il sito in esame;

d_i distanza del sito in esame dall'i-esimo punto della maglia.

Qualora nel reticolo non siano riportati i valori dei parametri spettrali per il tempo di ritorno richiesto, è possibile ricavare i parametri di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono il tempo di ritorno voluto:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log(P_2/P_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

dove:

T_R è il periodo di ritorno richiesto corrispondente al periodo di riferimento ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento per lo stato limite considerato;

T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone del generico parametro P.

Nella tabella seguente si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 , T^*c) per lo SLV ed il rispettivo tempo di ritorno.

Stato limite	Località	Opera	Prob. di superamento	Tr [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*c [sec]
SLV	Pinerolo	Tipo 2	10%	712	0.148	2.475	0.268

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica sono messi in conto mediante i parametri S_S ed S_T .

Per tener conto delle condizioni stratigrafiche si utilizzano i valori del coefficiente S_S riportati nella Tab.3.2.V del DM 14/01/2008; per le condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab.3.2.VI del DM 14/01/2008.

Per il caso in esame si assume $S_T=1.0$.

7.4. Accelerazione massima al sito

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i parametri S_S (DM 14/01/2008 Tab.3.2.V) ed S_T (DM 14/01/2008 Tab.3.2.VI).

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è dunque calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione:

$$a_{max}=a_g \cdot S_T \cdot S_S.$$

L'accelerazione massima orizzontale relativa al sito in oggetto, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è riportato nella seguente tabella.

SL	Pver	Tr	a_g	F_0	T^*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	45.0	0.048	2.437	0.221
SLD	63.0	75.0	0.061	2.453	0.232
SLV	10.0	712.0	0.148	2.475	0.268
SLC	5.0	1462.0	0.185	2.510	0.277

SL	a_g	S	F_0	F_v	T_b	T_c	T_d
	g				sec	sec	sec
SLO	0.048	1.200	2.437	0.718	0.110	0.329	1.791
SLD	0.061	1.200	2.453	0.818	0.114	0.342	1.844
SLV	0.148	1.200	2.475	1.288	0.128	0.383	2.194
SLC	0.185	1.200	2.510	1.456	0.131	0.393	2.338

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2008 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali:

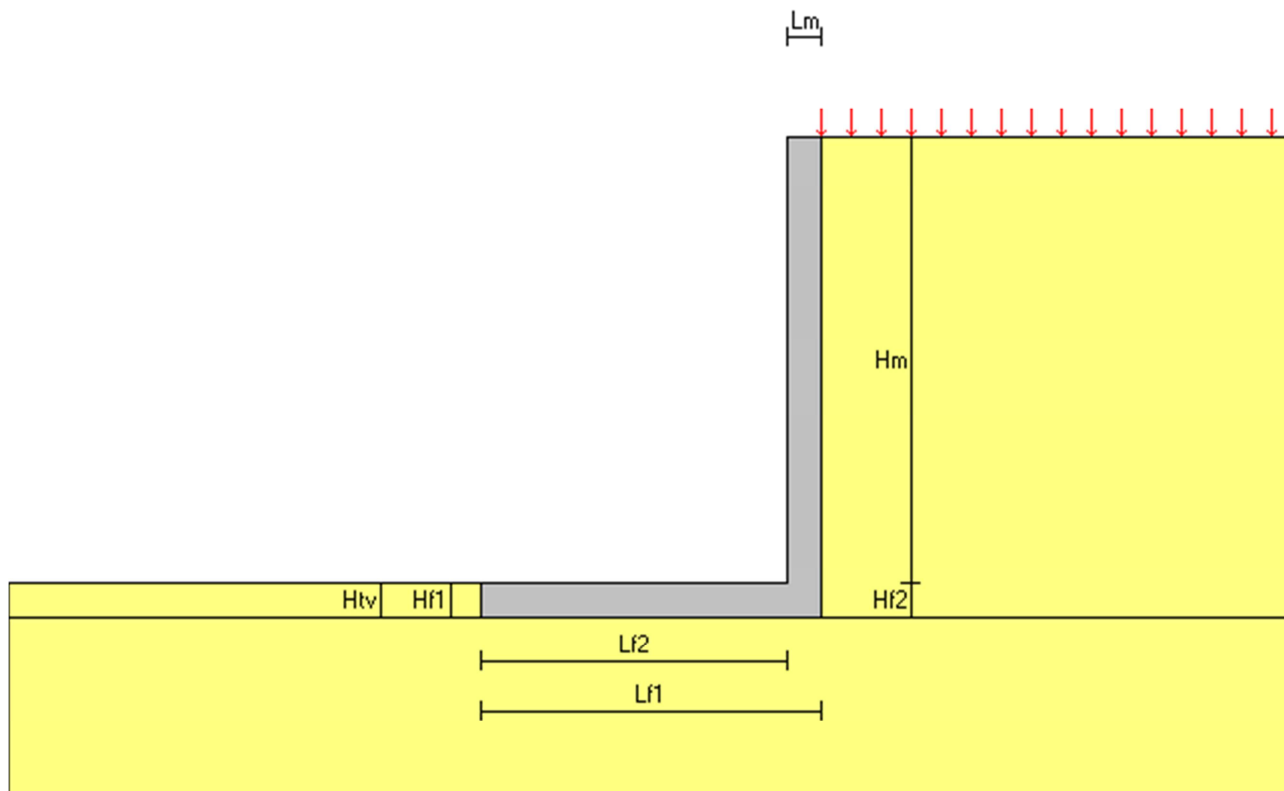
- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2008 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

9. VERIFICA DELLE STRUTTURE

Il canale è costituito da una platea e pareti in calcestruzzo di spessore pari a 30 cm. La verifica è stata svolta nella sezione ad altezza maggiore considerando, a favore di sicurezza, la struttura come un muro di sostegno. La verifica a scorrimento viene omessa perché non pertinente.



Descrizione dell'opera

Tipo di opera: muro in calcestruzzo armato
 Tipo di sovrastruttura: paramenti piani
 Tipo di fondazione: piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	3.200 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.250 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.250 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Lunghezza totale	$L_{f1} =$	2.450 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	2.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.250 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	0.000 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.250 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.250 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

Angolo di inclinazione terrapieno

$\alpha =$	0.00 °
------------	--------

9.1. Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	19 kg/m ³
Angolo di attrito	$\phi_v =$	33.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	22.00 °
Coesione	$c'_v =$	0 kg/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	19 kg/m ³
Angolo di attrito	$\phi_f =$	33.00 °
Coesione	$c'_f =$	0 kg/m ²
Tensione limite del terreno	$\sigma_f =$	30000 kg/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	19 kg/m ³
Angolo di attrito	$\phi_m =$	19.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	22.00 °
Coesione	$c'_m =$	0 kg/m ²

9.2. Carichi applicati

Sovraccarichi di tipo permanente sul terreno

Uniforme a valle del muro	$g_{uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$g_{um} =$	1000 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$g_{nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{gn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{gn} =$	0.000 m

Sovraccarichi di tipo variabile sul terreno

Uniforme a valle del muro	$q_{uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$q_{um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$q_{nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{qn} =$	0.000 m

9.3. Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)		
Spinta attiva (coefficienti M1)	$K_{AS} =$	0.4402
Spinta attiva (coefficienti M2)	$K_{AS} =$	0.4992
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)		
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto		
Spinta attiva (coefficienti M1)	$K_{AD} =$	0.6769
Spinta attiva (coefficienti M2)	$K_{AD} =$	0.7958
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso		
Spinta attiva (coefficienti M1)	$K_{AD} =$	0.6238
Spinta attiva (coefficienti M2)	$K_{AD} =$	0.7222

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo	$H_t =$	3.450 m
--------------------	---------	---------

Le spinte sono espresse in chilogrammi e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	1814	733	1.707	2.450	-	-	-	-	1814	733	1.707	2.450
2	1814	733	1.707	2.450	-	-	-	-	1814	733	1.707	2.450
3	1484	600	1.707	2.450	-	-	-	-	1484	600	1.707	2.450
4	1484	600	1.707	2.450	-	-	-	-	1484	600	1.707	2.450
5	1891	764	1.707	2.450	-	-	-	-	1891	764	1.707	2.450
6	1891	764	1.707	2.450	-	-	-	-	1891	764	1.707	2.450
7	1454	588	1.707	2.450	-	-	-	-	1454	588	1.707	2.450
8	1454	588	1.707	2.450	-	-	-	-	1454	588	1.707	2.450
9	1649	666	1.707	2.450	-	-	-	-	1649	666	1.707	2.450

10	1649	666	1.707	2.450	-	-	-	-	1649	666	1.707	2.450
11	1649	666	1.707	2.450	-	-	-	-	1649	666	1.707	2.450
12	1649	666	1.707	2.450	-	-	-	-	1649	666	1.707	2.450
13	1454	588	1.707	2.450	791	320	1.725	2.450	2245	907	1.713	2.450
14	1454	588	1.707	2.450	582	235	1.725	2.450	2036	823	1.712	2.450
15	1649	666	1.707	2.450	950	384	1.725	2.450	2599	1050	1.713	2.450
16	1649	666	1.707	2.450	745	301	1.725	2.450	2394	967	1.712	2.450

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$	componente orizzontale della spinta statica , dinamica , totale del terreno
$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$	componente verticale della spinta statica , dinamica , totale del terreno
Y_S , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale
X_S , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale
(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)	

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I,X} =$	631 kg
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	1.102 m
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I,Y} =$	±316 kg
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	1.848 m

9.3.1. Verifica a ribaltamento

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le seguenti 6 combinazioni di carico: 1, 2, 3, 4, 15 e 16.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 16)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]
Peso del muro (P_M)	3531	1.848	6525.780
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-316	1.848	-583.405
Momento stabilizzante (M_{STAB})			5942.376
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-2394	1.712	-4099.773
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	967	2.450	2369.859
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-631	1.102	-695.783
Momento ribaltante (M_{RIB})			-2425.697

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = M_{STAB} / |M_{RIB}| = 2.44976$$

9.3.2. Verifica a schiacciamento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le 12 combinazioni di carico riportate nella seguente tabella, nella quale sono indicati i relativi coefficienti di sicurezza parziale di verifica utilizzati.

CMB	R
5, 6, 7, 8, 13, 14	1.00 (R_1)
9, 10, 11, 12, 15, 16	1.00 (R_2)

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 15)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	3531
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	316
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	1050
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	4897
Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$)	4532.792 kg•m
Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$)	0.926 m
Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N $)	0.299 m
(Il punto di applicazione del carico è interno al terzo medio)	
Compressione all'estremo di valle (σ_v)	3464 kg/m ²
Compressione all'estremo di monte (σ_m)	533 kg/m ²
Ampiezza della zona compressa (B_{comp})	2.450 m
Compressione limite (σ_L)	30000 kg/m ²
Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento	$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 8.65979$

9.4. Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd} (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

9.4.1. Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.133	100.0	25.0	(1 Ø 12 / 40 cm) 2.83	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65

Condizioni più gravose (Combinazione 15)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
726	905	481.870

Rapporto $x/d = 0.14125$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.17164$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00329$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.067	100.0	25.0	[(1 Ø 12 + 1 Ø 12) / 40 cm] 5.65	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65

Condizioni più gravose (Combinazione 15)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
1453	1826	1940.744

Rapporto $x/d = 0.17264$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.40920$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00627$

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	25.0	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65	(1 Ø 12 / 20 cm) 5.65

Condizioni più gravose (Combinazione 15)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
2179	2763	4396.515

Rapporto $x/d = 0.17264$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.95032$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00941$

9.4.2. Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.325	100.0	25.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 15)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	3464 kg/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	683 kg/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	2.325 m		
Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]	
Forza di compressione terreno	-4821	1.422	-6857.414	
Peso della mensola	1375	1.225	1684.375	
Inerzia verticale (terreno e cls)	123	1.225	150.583	
Sforzo di taglio [kg]	3323	Momento flettente [kg•m]	5022.456	

Rapporto $x/d = 0.19357$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.86098$