



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MIT
MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

B 3 5

D

f

0 0 4

O S

0 1

R 0

===

IMPIANTO DI PRODUZIONE, STOCCAGGIO E DISTRIBUZIONE IDROGENO
ADEGUAMENTO IMPIANTO FERROVIARIO DI EDOLO
Progetto Definitivo

Binari adibiti al rifornimento di idrogeno
Stazione di Edolo
Relazione di calcolo opere in c.a.

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Giu. 2024	PRIMA EMISSIONE	S.Mele	R.Pantalena

FERROVIENORD

APPALTATORE

Progettista



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
S.Mele	R.Pantalena	A.Fava	Giu. 2024
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

SOMMARIO

1. INQUADRAMENTO	3
1.1. Premessa	3
1.2. Descrizione Interventi Opere Civili	4
1.3. Identificazione sito e classificazione della struttura.....	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1. Normativa e raccomandazioni	7
2.2. Software impiegati	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1. Calcestruzzo per magrone	8
3.2. Calcestruzzo muro paraschegge.....	8
3.2.1. <i>Solette di fondazione</i>	8
3.2.2. <i>Strutture in elevazione</i>	8
3.3. Acciaio per calcestruzzo armato.....	8
3.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	9
3.5. Copriferro minimo e copriferro nominale.....	9
4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
4.1. Terreno di fondazione e di ricoprimento/reinterro	11
5. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	12
5.1. Metodo agli Stati Limite e Approcci di Progetto	12
5.2. Criteri di Analisi e Verifica di Muri di Sostegno	14
5.3. Verifiche geotecniche.....	15
5.3.1. <i>Verifiche a Carico limite</i>	15
5.3.2. <i>Verifiche di Scorrimento</i>	16
5.3.3. <i>Verifiche di Ribaltamento</i>	17
5.3.4. <i>Verifiche di Stabilità Globale</i>	18
5.4. Verifiche strutturali	18
5.4.1. <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) – Pressoflessione</i>	18
5.4.2. <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) – Taglio</i>	18
5.4.3. <i>Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	19
5.4.4. <i>Verifiche alle tensioni (SLE)</i>	19
5.4.5. <i>Verifiche a fessurazione (SLE)</i>	19
5.5. Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica	20
5.6. Combinazioni di carico	21
6. MURO PARASCHEGGE LATO NORD STAZIONE e muro paraschegge terminale	22
6.1. Geometria.....	22
6.2. Analisi dei carichi.....	22
6.2.1. <i>Peso proprio strutture (G1)</i>	22
6.2.2. <i>Carichi permanenti (G2)</i>	23
6.2.3. <i>Azione di vento (Q_w)</i>	23
6.2.4. <i>Azioni dinamiche per passaggio convogli (Q_{WT})</i>	25
6.2.5. <i>Azione sismica (E)</i>	25

6.3. Verifiche strutturali	26
6.3.1. Incidenze d'armatura.....	28
6.4. Verifica a scorrimento	29
6.5. Verifica a ribaltamento	29
6.6. Verifica a capacità portante	30
7. MURO PARASCHEGGE LATO SUD STAZIONE	31
7.1. Analisi dei carichi	31
7.1.1. <i>Peso proprio strutture (G1)</i>	31
7.1.2. <i>Carichi permanenti (G2)</i>	31
7.1.3. <i>Azione di vento (Q_w)</i>	32
7.1.4. <i>Azioni dinamiche per passaggio convogli (Q_{WT})</i>	33
7.1.5. <i>Azione sismica (E)</i>	34
7.2. Verifiche strutturali	36
7.2.1. <i>Incidenze d'armatura</i>	38
7.3. Verifica a scorrimento	39
7.4. Verifica a ribaltamento	39
7.5. Verifica a capacità portante	40
8. SOLETTA DI FONDAZIONE DEL CHILLER.....	41
8.1. Geometria.....	41
8.2. Analisi dei carichi	41
8.2.1. <i>Peso proprio strutture (G1)</i>	41
8.2.2. <i>Carichi permanenti (G2)</i>	41
8.2.3. <i>Azione di vento (Q_w)</i>	41
8.2.4. <i>Neve (Q_{neve})</i>	43
8.2.5. <i>Azione sismica (E)</i>	44
8.3. Verifiche strutturali	45
8.3.1. <i>Incidenze d'armatura</i>	46
8.4. Verifica a scorrimento	47
8.5. Verifica a ribaltamento	47
8.6. Verifica a capacità portante	48

1. INQUADRAMENTO

1.1. Premessa

Il presente documento è inquadrato all'interno della prima fase funzionale del progetto definitivo di adeguamento dell'attuale impianto ferroviario di Edolo (BS) attraverso l'inserimento di un impianto di produzione, stoccaggio e distribuzione di idrogeno per l'alimentazione dei treni. L'intervento prevede la realizzazione di opere accessorie affinché l'impianto segua anche gli standard per l'interoperabilità delle linee.

Nello specifico, la presente relazione tratta del dimensionamento e delle verifiche delle strutture relative ai muri paraschegge, ed alla fondazione del chiller.

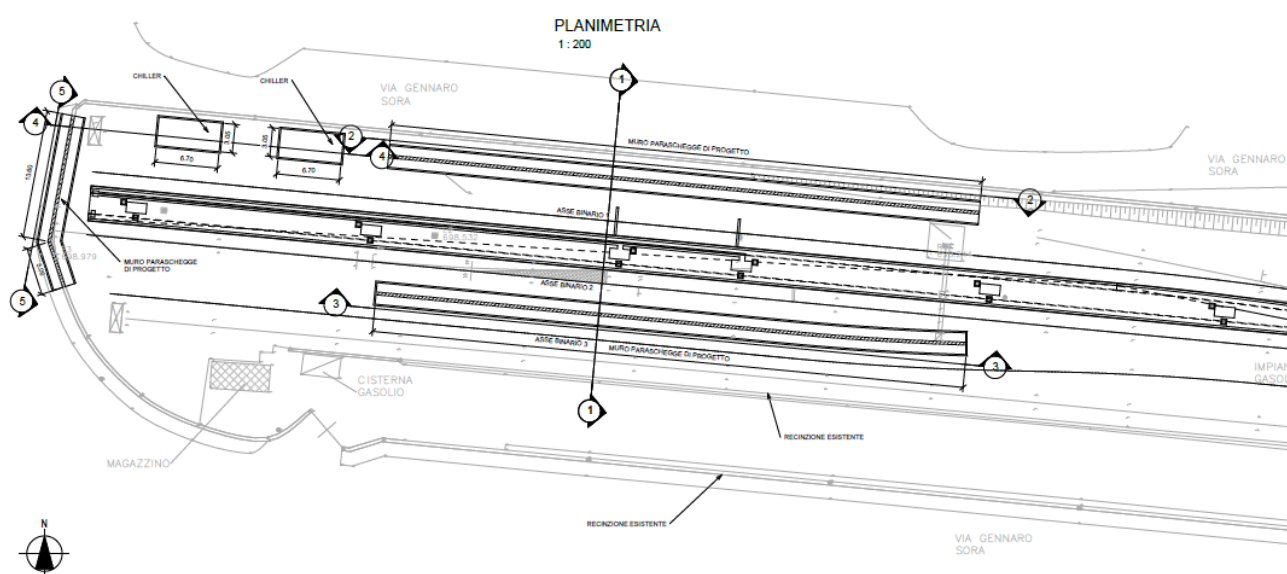


Figura 1-1: Planimetria di progetto- Stazione di Edolo (BS)

Di seguito si riporta la vista aerea della stazione interessata.

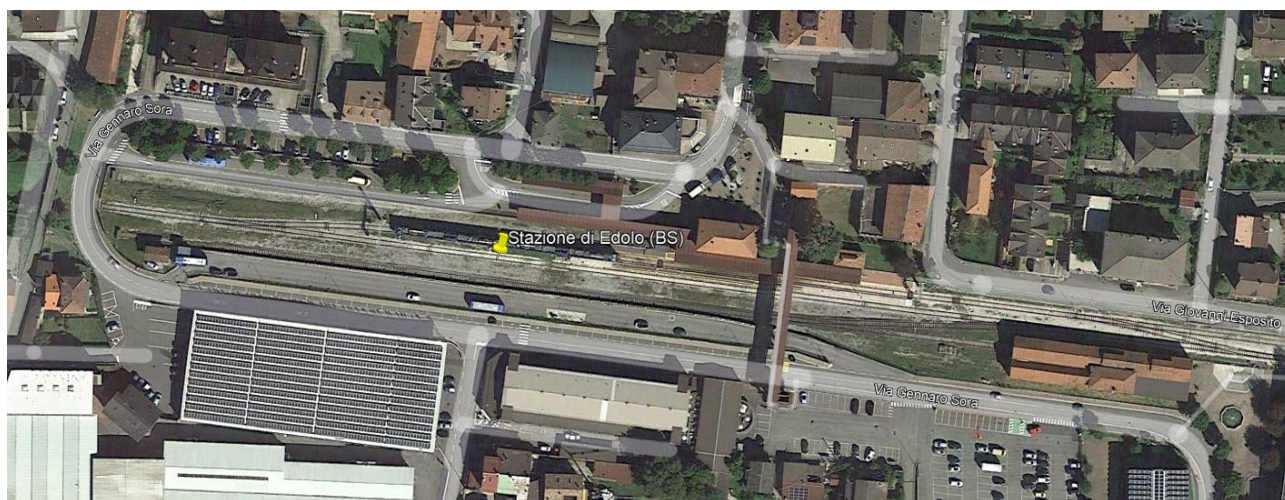


Figura 1-2: Vista aerea della stazione di Edolo (BS)

1.2. Descrizione Interventi Opere Civili

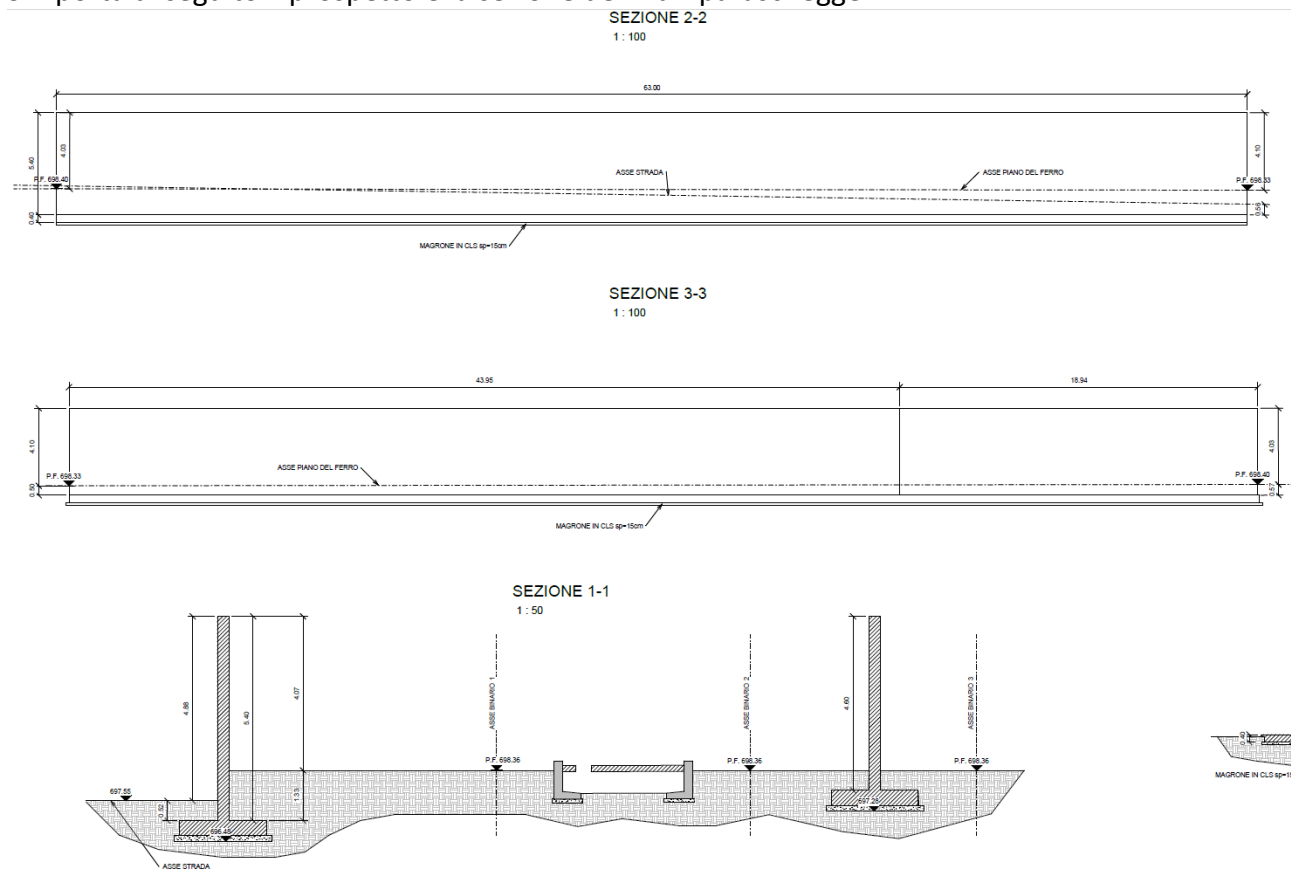
Nella zona terminale dei binari della stazione di Edolo sono posizionati dei muri paraschegge come strutture di schermatura degli impianti a idrogeno.

Il muro paraschegge posizionato sul lato Nord della stazione ha un'altezza complessiva di 5.80 m, di cui 5.40 m di altezza del muro in elevazione (spessore 0.30 m) al di sopra della fondazione di spessore 0.40 m e larghezza 2.30 m. Il ricoprimento di terreno dal lato di via Gennaro Sora è pari a 0.52 m, mentre lato stazione è pari a 1.33 m. Tale muro ha uno sviluppo di lunghezza 63.00 m

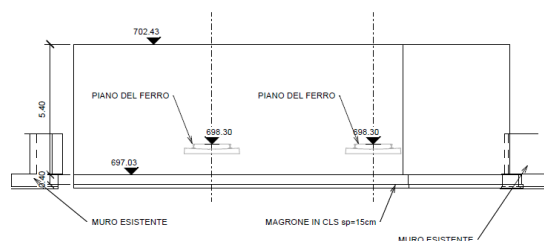
Il muro paraschegge posizionato sul lato Sud della stazione ha un'altezza complessiva di 5.00 m, di cui 4.60 m di altezza del muro in elevazione (spessore 0.30 m) al di sopra della fondazione di spessore 0.40 m e larghezza 2.30 m. Il ricoprimento di terreno è il medesimo sulle due scarpe della fondazione, ed è pari a 0.50 m. Tale muro ha uno sviluppo di lunghezza 62.89 m.

Il terzo muro, frontale al termine dei binari, ha uno sviluppo di circa 18 m. Ha un'altezza complessiva di 5.40m e spessore 0.30 m.

Si riporta di seguito il prospetto e la sezione dei muri paraschegge.



SEZIONE 5-5
1 : 100



NOTA BENE:

PREDISPORRE PASSAGGIO PER TUBI E IMPIANTI PROVENIENTI DA IMPIANTO DI PRODUZIONE IDROGENO

SEZIONE 4-4
1 : 100

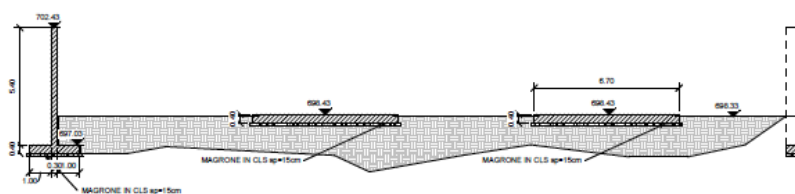


Figura 1-3: Sviluppo longitudinale e sezione trasversale dei muri paraschegge- Stazione di Edolo (BS)

Nel progetto delle strutture legate all'impianto, vi sono le fondazioni dei chiller che hanno dimensione in pianta di 6.70 m x 3.04 m e un'altezza di 0.40 m. Il chiller invece ha dimensioni 6.10 m x 2.44 m x 4.08 m, e la fondazione sporge dal chiller per una distanza di 0.30 m su ogni lato. Il peso a vuoto di ogni chiller è pari a 5000 kg, e si considera un sovraccarico in esercizio pari a 500 kg.

1.3. Identificazione sito e classificazione della struttura

L'opera si trova nel territorio del comune di Edolo (BS), la quota altimetrica del piano campagna di riferimento è circa 700 m s.l.m.

Latitudine:	46,177847
Longitudine:	10,330389
Altitudine:	700 m s.l.m.
Categoria di sottosuolo:	C
Caratteristiche della superficie topografica:	T1

Con riferimento D.M. del 17 gennaio 2018, per le opere in oggetto si considerano i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale $V_N = 50$ anni

§2.4.1 “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”

Classe d’uso III

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

Coefficiente d’uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normativa e raccomandazioni

La progettazione delle opere in esame sarà sviluppata nel rispetto delle seguenti norme:

- D.Lgs. 30-04-92, n. 285 e s.m.i.: “Nuovo Codice della Strada”;
- D.P.R. 16-12-1992 n. 495 e s.m.i.: “Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada”;
- DM 05-11-01, n. 6792 e s.m.i.: “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”;
- DM 19-04-06: “Norme funzionali e Geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali”, pubblicato sulla G.U. n° 170 del 24-07-06.
- D.G.R. 27-09-2001 n.8/3219: “Elementi tecnici puntuali per la determinazione delle caratteristiche funzionali e geometriche per la costruzioni di nuovi tronchi viari”;
- Legge Regionale 12/10/2015 n.33 “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”;
- Decreto Ministeriale 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”;
- D.P.R. 06/06/2001 n.380 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”;
- L. 05/11/1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica”;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Euro: Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-8:2005: Euro: Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”;
- UNI EN 1993-2:2006 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio”;
- Regolamento Regionale n. 7 del 2017, così come modificato e integrato dai r.r. n. 7 del 2018 e n. 8 del 2019.

2.2. Software impiegati

- Analisi Struttura scatolare: SAP2000 versione 23.2.0
- Verifica Sezioni in c.a.: DM08-Sezione rettangolare: “Progetto e verifica sezioni in c.a.” – versione 2008, Alpina-SpA
- Verifica muro di sostegno/spalla (versione 2.5), ing. P. Gelfi

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15.

3.2. Calcestruzzo muro paraschegge

3.2.1. Solette di fondazione

Per la realizzazione dei manufatti si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.70 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.70 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33'017 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.05 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \text{ MPa}$

3.2.2. Strutture in elevazione

Per la realizzazione dei manufatti si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33'643 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.30 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.30 \text{ MPa}$

3.3. Acciaio per calcestruzzo armato

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

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
--	-------------------------------

Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.75 \times f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$

3.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
Elevazione	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC3

Sulla base della classe di esposizione dell'opera, le condizioni ambientali risultano essere ordinarie):

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per le strutture in oggetto, facendo riferimento al MdP (par. 2.5.1.8.3.2.4), l'apertura convenzionale delle fessure, calcolata in combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare: $\delta f \leq w1 = 0.2 \text{ mm}$ (per le strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture).

3.5. Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine 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".

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II – Sezione 2, per le elevazioni e le fondazioni risulta un copriferro minimo $c_{min} = 40\text{mm}$.

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcati armatura ordinaria	40mm
Impalcati in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ($3\phi_{TR}$; 50mm)
Impalcati in C.A.P. cavi post-tesi	Max (ϕ_C ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max (ϕ_{inf} ; 20mm)

Tabella 2.5.2.2.3.2.-1

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1. Terreno di fondazione e di ricoprimento/reinterro

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento alla seguente stratigrafia, riportata in relazione geotecnica B35Db003IG01R e relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica B35Db001IG01R.

unità	N _{SPT}	D _R	γ	C _u	c'	ϕ'
	(colpi/30 cm)	(%)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(°)
R			18÷19	140	0÷5	29÷33 [31]
GM			20			38÷42 [40]

unità	V _s	G ₀	E ₀	E _{op} E ₀ /5	
	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
			75	15	
MR	115÷157 [136]	26÷48 [37]	67÷125 [100]	13÷25 [20]	da 0 m a 3 m
GM 1	252÷307 [282]	129÷172 [155]	337÷449 [405]	67÷89 [80]	da 3 m a 11 m
GM 2	291÷322 [309]	173÷212 [196]	451÷552 [510]	90÷110 [100]	da 11 a 16 m

Per il terreno di ricoprimento e fondazione delle opere in c.a., si assumono in via conservativa le caratteristiche meccaniche medie del terreno compreso tra 0 m e 3 m:

- Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- Angolo di attrito $\phi' = 31^\circ$;
- Coesione efficace $c' = 0$.

Dalle indagini geotecniche è stata desunta una quota di falda posta circa a profondità media superiore ai 14 metri da p.c., per cui può ritenersi non interferente con l'opera in esame.

Si suggerisce l'installazione di un sistema di monitoraggio piezometrico per la rilevazione continua della quota di falda.

Il terreno di fondazione rientra in categoria stratigrafica B.

Per il terreno di fondazione si fa riferimento alla stratigrafia compresa tra i 3m e i 16 m, avente un modulo elastico operativo pari a 67 MPa.

5. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso dei Muri di Sostegno.

5.1. Metodo agli Stati Limite e Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi** e **Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei

coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 6.2.I del DM 18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(2)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽²⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M_1/M_2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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_γ	γ_γ	1,0	1,0

5.2. Criteri di Analisi e Verifica di Muri di Sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ come già descritta al paragrafo precedente sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnica (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (**A2+M2+R2**) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 18; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (**A1+M1+R3**), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I (di seguito riportata).

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica a ribaltamento, i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I, si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti. Come già specificato al paragrafo precedente, trattandosi nel caso specifico di opere soggette ad azioni da traffico ferroviario, in luogo dei coefficienti generici di cui alle Tab 6.2.I, si è fatto riferimento a quelli di cui alle Tab. 5.II.V e 5.II.VII del già citato DM.

Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno; nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, salvo casi particolari in cui, in relazione a caratteristiche meccaniche dei terreni ed alle modalità costruttive, è possibile portare in conto un'aliquota di tale resistenza, nella misura massima del 50% del valore teorico.

5.3. Verifiche geotecniche

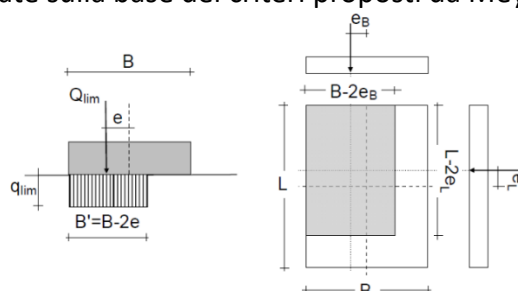
5.3.1. Verifiche a Carico limite

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo alla seguente equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g, z) sono riportate nelle tabelle seguenti

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

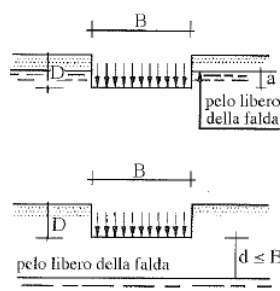


Influenza della falda:

Se il pelo libero della falda si trova alla profondità D, nel termine $<<0.5\gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma>>$ andrà assunto il valore di γ' .

Se il pelo della falda si trova ad una profondità maggiore di D+B, o in altri termini ad una profondità al di sotto del piano di posa $d \geq B$, la presenza della falda potrà essere trascurata.

Se il pelo libero della falda si trova ad una profondità compresa fra D e D+B, o in altri termini ad una profondità $d < B$ al di sotto del piano di posa della fondazione, il valore di γ da introdurre nei calcoli potrà essere ottenuto per interpolazione lineare tra i due casi precedenti. Si porrà cioè: $\gamma^* = \gamma' + (\gamma - \gamma')d/B = \gamma' + \gamma_w (h_w/B)$.



N_γ :	<i>fattori capacità portante</i>		$1.5 (N_q - 1) \tan \phi'$	
N_q :			$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	
N_c :			$(N_q - 1) \cotg \phi'$	
S_γ	<i>fattori di forma:</i>	Dir. B:	$1 + 0.1 [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')] (B'/L')$	
		Dir. L:	$1 + 0.1 [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')] (B'/L')$	
S_q		Dir. B:	$1 + 0.1 [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')] (B'/L')$	
		Dir. L:	$1 + 0.1 [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')] (L'/B')$	
S_c		Dir. B:	$1 + 0.2 [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')] (B'/L')$	
		Dir. L:	$1 + 0.2 [(1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')] (L'/B')$	
b_γ	<i>inclinazione piano posa</i>	Dir. B:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
		Dir. L:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
b_q		Dir. B:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
		Dir. L:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
b_c		Dir. B/L:	$b_q - [(1 - b_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
d_γ	<i>affondamento</i>	Dir. B:	1,0	
		Dir. L:	1,0	
d_q		Dir. B:	$1 + [2(\tan \phi')(1 - \sin \phi')^2(D/B')]]$	$(D/B' < 1)$
		Dir. L:	$1 + [2(\tan \phi')(1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]]$	$(D/B' > 1)$
d_q		Dir. B:	$1 + [2(\tan \phi')(1 - \sin \phi')^2(D/L')]]$	$(D/L' < 1)$
		Dir. L:	$1 + [2(\tan \phi')(1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/L')]]$	$(D/L' > 1)$
d_c		Dir. B/L:	$d_q - [(1 - d_q) / (N_c \cdot \tan(\phi'))]$	
i_γ	<i>inclinazione del carico</i>	Dir. B:	$[1 - (q_H/q_v + c \cotg \phi')]^{m+1}$	$m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$
		Dir. L:	$[1 - (q_H/q_v + c \cotg \phi')]^{m+1}$	$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$
i_q		Dir. B:	$[1 - (q_H/q_v + c \cotg \phi')]^m$	$m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$
		Dir. L:	$[1 - (q_H/q_v + c \cotg \phi')]^m$	$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$
i_c		Dir. B/L:	$i_q - [(1 - i_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
g_γ	<i>inclinazione piano campagna</i>	Dir. B:	$(1 - \tan \beta)^2$	
		Dir. L:	$(1 - \tan \beta)^2$	
g_q		Dir. B:	$(1 - \tan \beta)^2$	
		Dir. L:	$(1 - \tan \beta)^2$	

5.3.2. Verifiche di Scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro, sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta in particolare soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento (**Fr**) fattorizzata secondo un opportuno coefficiente parziale γ_r stabilito dalla normativa e la risultante delle forze mobilitanti (**Fs**) risulti non inferiore all'unità:

$$(Fr / \gamma_r) / Fs \geq 1$$

ovvero che il rapporto Fr/Fs risulti non inferiore di γ_r , fissato dalla normativa pari ad 1,1 per verifiche in fase statica e pari ad 1,0, per le verifiche in fase sismica.

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

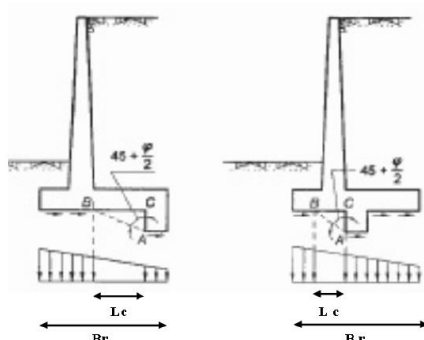
Detta **N** la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δf l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con **Br** la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$Fr = N \operatorname{tg} \delta f + c_a Br$$

In casi particolari specificati dalla normativa, è possibile eventualmente tener conto della resistenza passiva S_p del terreno a valle del muro.

Come già ampiamente illustrato al paragrafo precedente, la valutazione delle azioni resistenti e di quelle mobilitanti, dovrà tener conto dei coefficienti A ed M fissati dalla normativa per la combinazione di verifica specifica.

Nel caso di fondazione con dente, è possibile in linea generale tener conto della resistenza passiva sviluppata lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, secondo quanto riportato negli schemi delle figure seguenti:



Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno considerato ai fini delle verifiche di scorrimento sul piano di posa della fondazione, si è assunto pari a $\mu = \operatorname{tg} \Phi'$ poiché i cordoli sono gettati in opera. L'adesione c_a terra-opera è assunta pari alla coesione del terreno di fondazione, ovvero nulla.

5.3.3. Verifiche di Ribaltamento

La verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno prevede la valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti del meccanismo di rotazione dell'opera rispetto al vertice esterno della fondazione.

Nella fattispecie, detti:

M_{rib} : momento delle azioni ribaltanti;

M_{sta} : momento delle azioni stabilizzanti

occorrerà verificare quanto segue:

$$M_{sta} / R \geq M_{rib}$$

Con R pari ad 1.15 per le verifiche statiche e 1.00 per le verifiche in fase sismica. ovvero, equivalentemente, il

rapporto M_{sta} / M_{rib} dovrà risultare non inferiore ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

5.3.4. Verifiche di Stabilità Globale

Il DM 18 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”. Il punto 6.8 del DM 18 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei

valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

5.4. Verifiche strutturali

5.4.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) – Pressoflessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

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

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

5.4.2. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) – Taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall’espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall’espressione:

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

dove:

A_{sw} area armatura trasversale

s passo armatura trasversale

α angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse trave

ϑ angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse trave

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

α_c coefficiente amplificativo pari a:

1 per membrane non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$

1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$

$2.5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

5.4.3. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

5.4.4. Verifiche alle tensioni (SLE)

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "RFI DTC SI MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili", ovvero:

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

5.4.5. Verifiche a fessurazione (SLE)

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC2018 – Tabella 4.1.IV].

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Risultando:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta f \rightarrow w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si utilizza la procedura del D.M. 17.1.2018, in accordo a quanto previsto al punto C4.1.2.2.4.6 “Verifica allo stato limite di fessurazione” della Circolare n.7/19.

5.5. Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica

Nell'ambito della progettazione delle opere geotecniche soggette alle azioni Sismiche, il § 7.11 .1 del DM 18 specifica che le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 dello Stesso DM, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Ciascuna combinazione di verifica in fase sismica, assume pertanto la seguente espressione generale: **1+1+R**

Riguardo i valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze (**R**), per il caso dei muri di sostegno, la Tab. 7.11.III del già citato DM (di seguito riportata per completezza), definisce per ciascuna verifica di stabilità locale il relativo valore da considerare per la fase sismica:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

La Verifica di Stabilità Globale del complesso opera-terreno va invece effettuata tenendo conto delle prescrizioni del § 7.11.4 del già citato DM riferito al caso dei “Fronti di scavo e rilevati”, ove viene specificato che il valore del fattore $R = \gamma_R$ sulla resistenza in fase sismica va assunto pari ad 1.2.

5.6. Combinazioni di carico

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione di esercizio (SLE)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q è pari a 0

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ) la norma definisce per le opere di sostegno due possibili approcci progettuali ovvero:

Approccio 1:

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: A1+M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

A1+M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

Approccio 2:

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: A1+M1+R3 (EQK-STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

Nel caso in esame si opererà l'approccio 2.

6. MURO PARASCHEGGE LATO NORD STAZIONE E MURO PARASCHEGGE TERMINALE

6.1. Geometria

Il muro paraschegge posto sul lato Nord della stazione ferroviaria ha un'altezza complessiva di 5.40 m e spessore 0.30 m, e ha una fondazione di altezza 0.40 m e larghezza di 2.30 m; il ricoprimento della fondazione lato stazione è pari a 1.33 m, mentre lato via Gennaro Sora è pari a 0.52 m.

Il calcolo viene esteso al muro frontale rispetto ai binari, di caratteristiche geometriche inferiori.

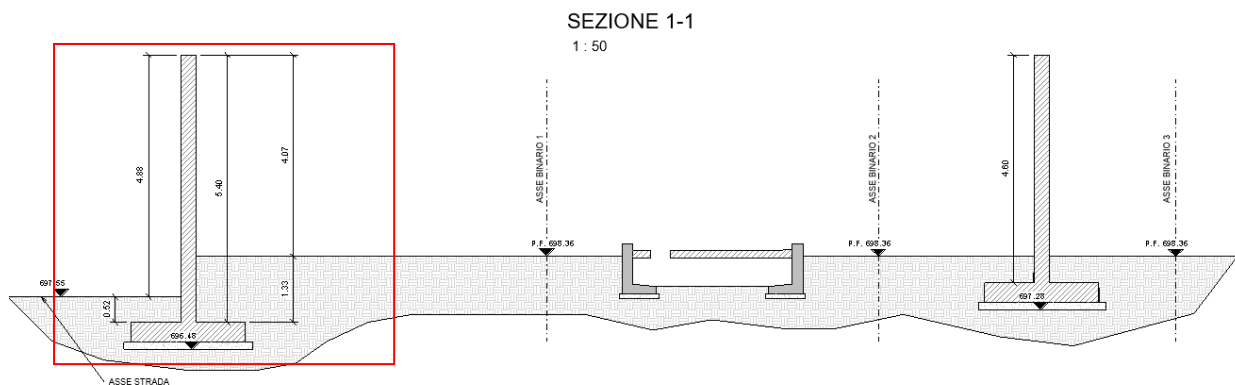


Figura 6-1: Sezione trasversale dei muri paraschegge

6.2. Analisi dei carichi

Si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tali condizioni elementari sono opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo armato $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ricoprimento $\gamma_{ril} = 19 \text{ kN/m}^3$

Si considera un affondamento pari allo spessore di fondazione di 0.40 m sommato al ricoprimento minimo, lato strada, pari a 0.52 m.

6.2.1. Peso proprio strutture (G1)

Si riporta il calcolo del peso proprio per unità di lunghezza del muro paraschegge con fondazione N_{G1} , l'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione e_G e rispetto agli spigoli di ribaltamento e_1 e e_2 .

L'area della sezione trasversale e il corrispondente peso del muro paraschegge sono pari a:

$$A = 5.40 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} + 2.30 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 2.54 \text{ mq}$$

$$N_{G1} = 2.54 \text{ mq} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 63.50 \text{ kN/m}$$

Le eccentricità rispetto agli spigoli 1 e 2 e al baricentro della fondazione sono i seguenti:

$$e_1 = e_2 = 1.15 \text{ m}$$

$$e_G = 2.30 \text{ m}/2 - e_1 = 0 \text{ m}$$

6.2.2. Carichi permanenti (G_2)

Si riporta il calcolo del peso proprio per unità di lunghezza dei ricoprimenti su fondazione N_{G2} , l'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione e_G e rispetto agli spigoli di ribaltamento e_1 e e_2 .

Il peso dei ricoprimenti è pari a:

$$N_{G2} = (0.52 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} + 1.33 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}) \times 19 \text{ kN/m}^3 = 35.15 \text{ kN/m}$$

Le eccentricità rispetto agli spigoli 1 e 2 e al baricentro della fondazione sono i seguenti:

$$e_1 = (0.52 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} + 1.33 \text{ m} \times 1.80 \text{ m}) / (0.52 \text{ m} + 1.33 \text{ m}) = 1.43$$

$$e_2 = 2.30 \text{ m} - e_1 = 0.87 \text{ m}$$

$$e_G = 2.30 \text{ m}/2 - e_2 = 0.28 \text{ m}$$

6.2.3. Azione di vento (Q_w)

L'opera sorge nella regione geografica della Lombardia, si assume la zona geografica di riferimento 1.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_s
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

$$v_b \text{ (velocità base di riferimento) } = 25.00 \text{ m/s}$$

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

C_r coefficiente di ritorno 1.00

$$v_r \text{ (velocità di riferimento) } = 25.02 \text{ m/s}$$

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3)$$

$$\text{Pressione cinetica di riferimento } q_r = 391.20 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Si assume come coefficiente di topografia $c_t = 1$ e come coefficiente dinamico $c_d = 1$.

La classe di rugosità corrisponde alla classe B "Aree urbane (non di classe A), suburbane industriali e boschive", con corrispondente classe di esposizione IV, il coefficiente di esposizione risulta

essere $c_e = 1.63$ per $z < 8$ m, come nel nostro caso in cui il muro paraschegge ha un'altezza al di sopra del p.c. pari a 4.00 m.

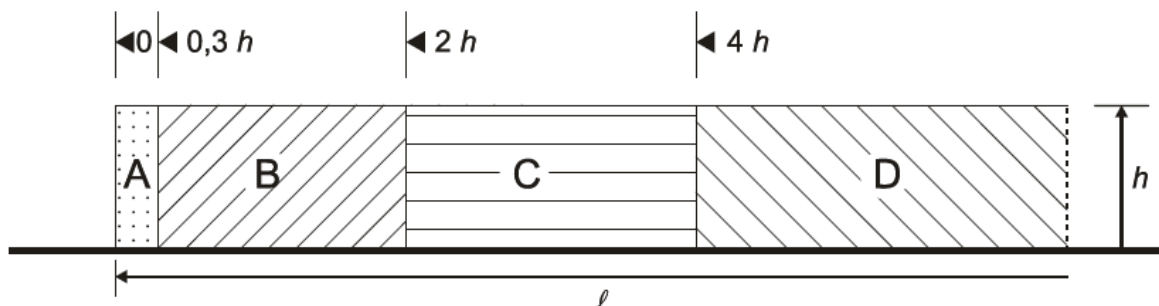
Per la definizione del coefficiente di pressione c_p si fa riferimento al paragrafo §7.4.1 del "EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento" relativo all'azione del vento su muri isolati e parapetti. Il muro paraschegge rientra nella categoria dei muri pieni a cui è associato un coefficiente $\phi = 1$, e il rapporto tra lunghezza e altezza è superiore a 10 ($l = 70$ m e $h = 4.00$ m). L'Eurocodice 1 individua varie zone del muro privo di zone singolari d'angolo a cui vengono attribuiti dei coefficienti di pressione $c_{p,net}$. Si riporta di seguito la tabella 7.9 e la figura 7.19 dell'EN 1991-1-4, riportanti tali valori.

Table 7.9 — Recommended pressure coefficients $c_{p,net}$ for free-standing walls and parapets

Solidity	Zone	A	B	C	D
$\phi = 1$	Without return corners	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7
	with return corners of length $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2
$\phi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2

^a Linear interpolation may be used for return corner lengths between 0,0 and h

for $l > 4 h$



Nel caso specifico si considera il coefficiente $c_{p,net} = 2.1$ relativo alla zona B, che ha un'estensione complessiva di $1.7 h$ e che quindi può essere assunta, a favore di sicurezza, come rappresentativa di una porzione di lunghezza unitaria del muro in esame.

La pressione di progetto del vento è pari a:

$$p = 391.20 \text{ N/mq} \times 1.63 \times 2.1 = 1339.08 \text{ N/mq}$$

L'azione del vento posta a base del calcolo è stata assunta pari a un carico orizzontale uniforme di 1.34 kN/mq , diretto ortogonalmente alla superficie esposta del muro paraschegge per un'altezza $H = 5.40 \text{ m} - 0.52 \text{ m} = 4.88 \text{ m}$, che è la parete maggiormente esposta

La risultante di tale forza e il momento rispetto al baricentro della fondazione e ai punti di rotazione per ribaltamento sono i seguenti:

$$H_w = 1.34 \text{ kN/mq} \times 4.88 \text{ m} = 6.54 \text{ kN/m}$$

$$M_W = 6.54 \text{ kN/m} \times (4.88 \text{ m}/2 + 0.52 \text{ m} + 0.40 \text{ m}) = 21.98 \text{ kNm/m}$$

6.2.4. Azioni dinamiche per passaggio convogli (Q_{WT})

Tale contributo di carico orizzontale viene trascurato data la notevole distanza tra il binario 1 e l'elevazione del muro paraschegge (7.09 m).

6.2.5. Azione sismica (E)

L'azione sismica è costituita dalle componenti di inerzia del peso proprio della struttura e dei carichi permanenti. Il sottosuolo dell'opera può essere inserito nella categoria "C", la categoria topografica è "T1".

L'accelerazione massima del sito è pari a:

$$a_{\max} = S_T \times S_S \times a_g = 1.00 \times 1.50 \times 0.067 \text{ g} = 0.101 \text{ g}$$

Si riporta il calcolo delle componenti di inerzia peso proprio e carichi permanenti per unità di lunghezza del muro paraschegge e le rispettive eccentricità in verticale rispetto all'instradosso della fondazione.

Inerzia della struttura E1

$$E1 = 0.0804 \times 63.50 \text{ kN/m} = 6.41 \text{ kN/m}$$

$$e_{z1} = 2.05 \text{ m}$$

$$M_{E1} = 13.15 \text{ kNm/m}$$

Inerzia dei carichi permanenti E2

$$E2 = 0.101 \times 35.15 \text{ kN/m} = 3.55 \text{ kN/m}$$

$$e_{z2} = 1.325 \text{ m}$$

$$M_{E2} = 4.71 \text{ kNm/m}$$

6.3. Verifiche strutturali

Lo schema statico adoperato è quello di mensola incastrata alla base, in cui si considera come mensola la porzione di muro al di sopra della soletta di fondazione, avente altezza di 4.00 m e spessore di 0.30 m. le azioni adoperate per la verifica sono:

- Azione assiale N [kN/m], dovuta al peso proprio;
- Azione di taglio H [kN/m], dovuta all'azione del vento;
- Azione flettente M [kNm/m], dovuta all'eccentricità del peso proprio e alle azioni orizzontali di vento e di passaggio del convoglio, di cui la prima è dominante sulla seconda.

Il complesso di azioni agenti che massimizzano l'azione flettente in combinazione SLU è pari a:

$$N_{Ed} = -1.00 \quad N_{G1} = -1.00 \times (5.40 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc}) = 40.50 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed} = 1.50 \quad H_W = 1.50 \times 6.54 \text{ kN/m} = 9.81 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,SLU} = 1.50 \quad H_W \times 2.96 \text{ m} = 1.50 \times 6.54 \text{ kN/m} \times 2.96 \text{ m} = 29.04 \text{ kNm/m.}$$

$$M_{Ed,SLE} = H_W \times 2.96 \text{ m} = 6.54 \text{ kN/m} \times 2.96 \text{ m} = 19.36 \text{ kNm/m.}$$

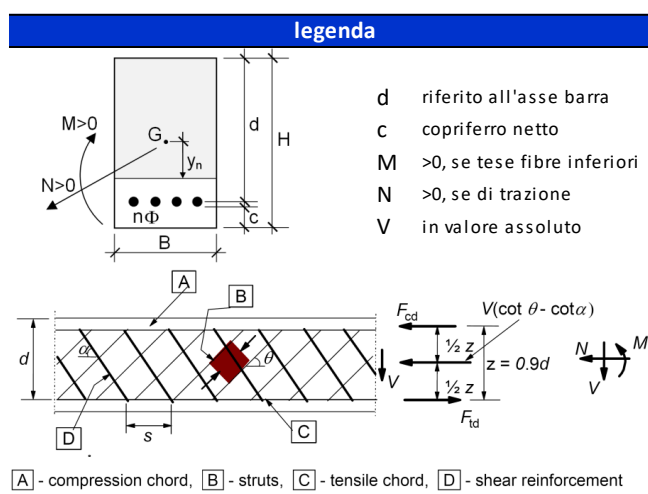
Il muro paraschegge è costituito da un calcestruzzo di classe Rck40 e spessore 30 cm per l'elevazione, e calcestruzzo di classe Rck37 e spessore 40 cm in fondazione; si considerano sezioni di larghezza unitaria.

L'armatura tipica del parapetto è costituita da 1+1Φ14/20 e non è necessaria armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.0 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	5,0	28,3	25,5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	6,7	7,70	
5	14	28,3	7,70	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	10	20	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,520		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4	valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	19,36 [kNm]	M _{Ed}	29,04 [kNm]
N _{Ek}	-40,50 [kN]	N _{Ed}	-40,50 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	9,81 [kN]
M _{dec}	2,1 [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	45,8 [kNm]	M _{Rd}	98,6 [kNm]
		FS	3,39
γ _n	-6,44 [cm]	taglio	
σ _{c,min}	-2,2 [MPa]	V _{Rdc}	148,3 [kN]
σ _{s,min}	-7,1 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σ _{s,max}	74,8 [MPa]		
		V _{Rds}	0,0 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1079,6 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	θ	30,0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione	ductile
w _k	- [mm]	ai	28,3 [cm]



Lo schema a mensola trasferisce in soletta di fondazione un'azione di trazione e un'azione flettente derivata dalle forze orizzontali di vento e azioni aerodinamiche del passaggio convogli. Le azioni di verifica sono:

$$N_{Ed} = 9.81 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,SLU} = 1.50 H_W \times 3.16 \text{ m} = 1.50 \times 6.54 \text{ kN/m} \times 3.16 \text{ m} = 31.00 \text{ kNm/m.}$$

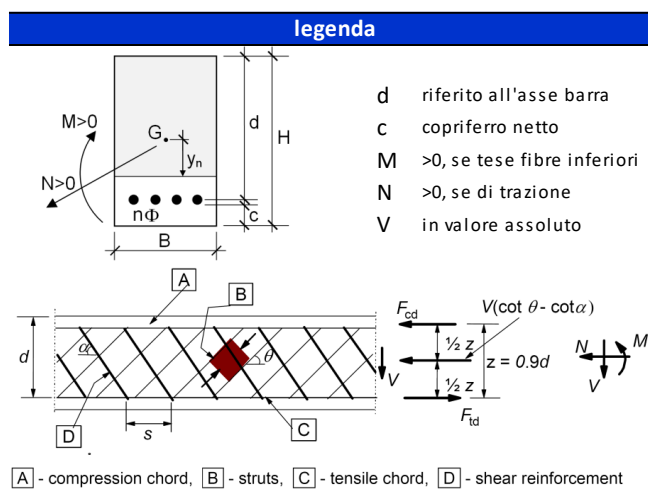
$$M_{Ed,SLE} = H_W \times 3.16 \text{ m} = 6.54 \text{ kN/m} \times 3.16 \text{ m} = 20.67 \text{ kNm/m.}$$

L'armatura tipica della fondazione è costituita da 1+1Φ14/20 e non è necessaria armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.0 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	5,0	38,3	34,5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	6,7	7,70	
5	14	38,3	7,70	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	10	20	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30,7 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	17,4 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4	valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	16,9 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	20,67 [kNm]	M _{Ed}	31,00 [kNm]
N _{Ek}	6,54 [kN]	N _{Ed}	9,81 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	52,65 [kN]
M _{dec}	- [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	72,1 [kNm]	M _{Rd}	120,7 [kNm]
		FS	3,89
γ _n	-12,22 [cm]	taglio	
σ _{c,min}	-1,4 [MPa]	V _{Rdc}	166,5 [kN]
σ _{s,min}	-2,8 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σ _{s,max}	79,7 [MPa]		
		V _{Rds}	0,0 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1367,0 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	θ	30,0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione duttile	
w _k	- [mm]	ai	38,3 [cm]



6.3.1. Incidenze d'armatura

Il parapetto verticale ha uno spessore di 30 cm, l'armatura verticale minima da calcolo è pari a 1+1Φ14/20 (7.70 cmq + 7.70 cmq) e l'armatura longitudinale è pari a 1+1Φ10/20 (3.93 cmq + 3.93 cmq).

Nel caso del parapetto l'armatura minima in zona tesa, determinata in accordo al §4.1.6.1.1 delle NTC2018, è:

$$A_{s,min} = 0.26 \times 3.10 \text{ MPa} / 391.3 \text{ MPa} \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 6.18 \text{ cmq}$$

Si considera un'incidenza d'armatura pari a 100 kg/mc.

La fondazione ha uno spessore di 40 cm, l'armatura da calcolo è pari a 1+1Φ14/20 (7.70 cmq + 7.70 cmq) e l'armatura longitudinale è pari a 1+1Φ10/20 (3.93 cmq + 3.93 cmq).

Nel caso della fondazione l'armatura minima in zona tesa, determinata in accordo al §4.1.6.1.1 delle NTC2018, è:

$$A_{s,min} = 0.26 \times 3.10 \text{ MPa} / 391.3 \text{ MPa} \times 100 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 8.24 \text{ cmq}$$

Si considera un'incidenza d'armatura pari a 80 kg/mc.

6.4. Verifica a scorrimento

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti.

<i>Casi di carico</i>	<i>Azione Verticale N [kN/m]</i>	<i>Azione Orizzontale H [kN/m]</i>
a) <i>Peso proprio</i> G_1	63.50	-
b) <i>Permanenti</i> G_2	35.15	-
c) <i>Azione di vento</i> Q_w	-	6.54
d) <i>Azione dinamica convogli</i> Q_{wt}	-	-
e) <i>Azione sismica</i> E	0.00	9.96
1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c)	91.62	9.81

$$N_{Ed} \tan 31^\circ / \gamma_R = 91.62 \text{ kN/m} \times 0.60 / 1.1 = 49.97 \text{ kN/m} > H_{Ed} = 9.81 \text{ kN/m}$$

La verifica a scorrimento è soddisfatta.

6.5. Verifica a ribaltamento

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti; si considera lo spigolo 2 come centro di rotazione, in modo da minimizzare l'effetto stabilizzante del peso proprio del muro paraschegge.

<i>Casi di carico</i>	<i>Azione Verticale N [kN/m]</i>	<i>Azione Orizzontale H [kN/m]</i>	<i>Eccentricità e [m]</i>	<i>Momento flettente M [kNm/m]</i>	
a) <i>Peso proprio</i> G_1	63.50	-	1.15	73.03	STAB
b) <i>Permanenti</i> G_2	35.15	-	0.87	30.58	STAB
c) <i>Azione di vento</i> Q_w	-	6.54	3.36	21.98	INST
d) <i>Azione dinamica convogli</i> Q_{wt}	-	-	-	-	-
e) <i>Azione sismica</i> E	-	9.96	1.79	17.86	INST

Combinazione 1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c) :

$$M_{STAB} = 97.49 \text{ kNm/m}$$

$$M_{RIB} = 32.97 \text{ kNm/m}$$

$$M_{STAB}/M_{RIB} = 97.49 \text{ kNm/m} / 32.97 \text{ kNm/m} = 2.95 > \gamma_R = 1.15$$

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

6.6. Verifica a capacità portante

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti.

Casi di carico	Azione Verticale N [kN/m]	Azione Orizzontale H [kN/m]	Eccentricità e_G [m]	Momento flettente M [kNm/m]
a) Peso proprio G_1	63.50	-	0.00	0.00
b) Permanente G_2	35.15	-	0.28	9.84
c) Azione di vento Q_w	-	6.54	3.36	21.98
d) Azione dinamica convogli Q_{wt}	-	-	-	-
e) Azione sismica E	-	9.96	1.79	17.86

Combinazione 1.0 a) + 1.50 b) + 1.50 c)

$$N_{Ed} = 91.62 \text{ kN/m}, H_{Ed} = 9.81 \text{ kN/m}, M_{Ed} = 40.84 \text{ kNm/m}$$

Sollecitazioni di calcolo

N	T_B	T_L	M_B	M_L
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
91,62	9,81	0,00	40,84	0,0

Fondazione

nastri forme

Parametri geotecnici

γ_{TOT}	c'	ϕ'	q'	h_w	γ'_1	γ'_{2B}	γ'_{2L}
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
19,0	0	31,0	17,5	50,00	10,0	10,0	10,0

Geometria

D	B	L	α	β	δ_B	δ_L
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
0,9	2,30	1,00	0,00	0,00	6,1	0,0

Eccentricità dei carichi

e_B	e_L	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]
0,45	0,00	1,41	1,00	1,41

Coefficienti di capacità portante

N_γ	N_q	N_c
[-]	[-]	[-]
17,69	20,63	32,67

Verifica capacità portante

	q_{lim}	R_{dn}	R_{dn}/N
	[kPa]	[kN]	[-]
Direz. B	111	156	1,699
Direz. L	347	488	5,3

OK

OK

Fattori correttivi

		Direz. B	Direz. L
Forma	s_γ	1,000	1,000
	s_q	1,000	1,000
	s_c	1,000	1,000
Inclinazione piano di posa	b_γ	1,000	1,000
	b_q	1,000	1,000
	b_c	1,000	1,000
Affondamento	d_γ	1,000	1,000
	d_q	1,000	1,000
	d_c	1,000	1,000
Inclinazione del carico	i_γ	0,200	1,000
	i_q	0,360	1,000
	i_c	0,350	1,000
Inclinazione del piano campagna	g_γ	1,000	1,000
	g_q	1,000	1,000
	g_c	1,000	1,000

La verifica a capacità portante è soddisfatta.

7. MURO PARASCHEGGE LATO SUD STAZIONE

Il muro paraschegge posto sul lato Sud della stazione ferroviaria ha un'altezza dallo spiccatto della fondazione di 4.60 m e spessore 0.30 m, e ha una fondazione di altezza 0.40 m e larghezza di 2.30 m; il ricoprimento della fondazione è pari a 0.50 m su ambo i lati.

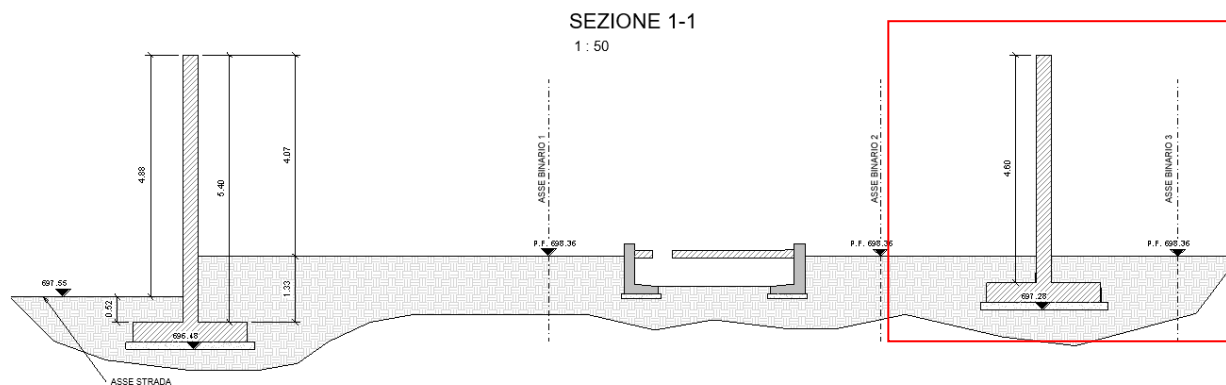


Figura 7-1: Sezione trasversale dei muri paraschegge

7.1. Analisi dei carichi

Si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tali condizioni elementari sono opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo armato $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ricoprimento $\gamma_{ril} = 19 \text{ kN/m}^3$

Si considera un affondamento pari allo spessore di fondazione di 0.40 m sommato al ricoprimento minimo, pari a 0.50 m.

7.1.1. Peso proprio strutture (G1)

Si riporta il calcolo del peso proprio per unità di lunghezza del muro paraschegge con fondazione N_{G1} , l'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione e_G e rispetto agli spigoli di ribaltamento e_1 e e_2 .

L'area della sezione trasversale e il corrispondente peso del muro paraschegge sono pari a:

$$A = 4.60 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} + 2.30 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 2.30 \text{ mq}$$

$$N_{G1} = 2.30 \text{ mq} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 57.50 \text{ kN/m}$$

Le eccentricità rispetto agli spigoli 1 e 2 e al baricentro della fondazione sono i seguenti:

$$e_1 = e_2 = 1.15 \text{ m}$$

$$e_G = 2.30 \text{ m}/2 - e_1 = 0 \text{ m}$$

7.1.2. Carichi permanenti (G2)

Si riporta il calcolo del peso proprio per unità di lunghezza dei ricoprimenti su fondazione N_{G2} , l'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione e_G e rispetto agli spigoli di ribaltamento e_1 e e_2 .

Il peso dei ricomprimenti è pari a:

$$N_{G2} = (0.50 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2) \times 19 \text{ kN/m}^3 = 19.00 \text{ kN/m}$$

Le eccentricità rispetto agli spigoli 1 e 2 e al baricentro della fondazione sono i seguenti:

$$e_1 = e_2 = 1.15$$

$$e_G = 2.30 \text{ m}/2 - e_2 = 0.00 \text{ m}$$

7.1.3. Azione di vento (Q_w)

L'opera sorge nella regione geografica della Lombardia, si assume la zona geografica di riferimento 1.

Tab. 3.3.1 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$$

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

v_b (velocità base di riferimento) 25.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

C_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 25.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/m}^2\text{])}$$

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 391.20 [N/m²]

Si assume come coefficiente di topografia $c_t = 1$ e come coefficiente dinamico $c_d = 1$.

La **classe di rugosità** corrisponde alla classe **B** "Aree urbane (non di classe A), suburbane industriali e boschive", con corrispondente **classe di esposizione IV**, il coefficiente di esposizione risulta essere $c_e = 1.63$ per $z < 8$ m, come nel nostro caso in cui il muro paraschegge ha un'altezza al di sopra del p.c. pari a 4.00 m.

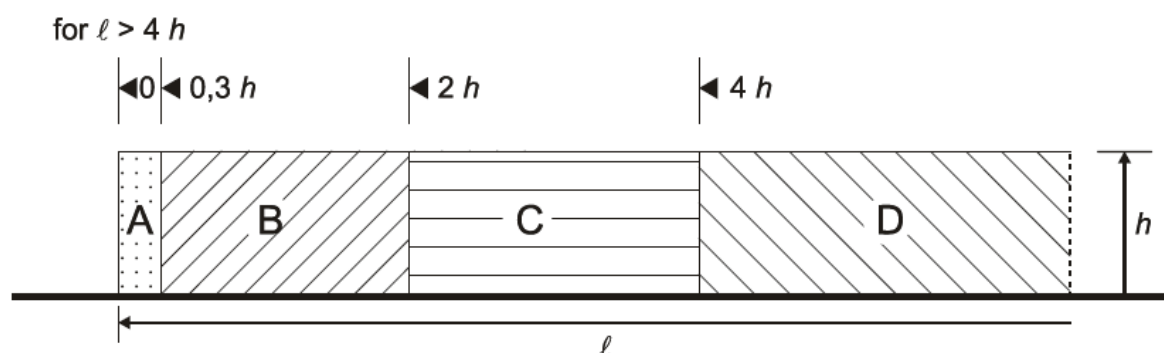
Per la definizione del coefficiente di pressione c_p si fa riferimento al paragrafo §7.4.1 del "EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento" relativo all'azione del vento su muri isolati e parapetti. Il muro paraschegge rientra nella categoria dei muri pieni a cui è associato un coefficiente $\phi = 1$, e il rapporto tra lunghezza e altezza è superiore a 10 ($l = 70$ m e $h = 4.00$ m). L'Eurocodice 1 individua varie zone del muro privo di zone singolari d'angolo a cui

vengono attribuiti dei coefficienti di pressione $c_{p,net}$. Si riporta di seguito la tabella 7.9 e la figura 7.19 dell'EN 1991-1-4, riportanti tali valori.

Table 7.9 — Recommended pressure coefficients $c_{p,net}$ for free-standing walls and parapets

Solidity	Zone	A	B	C	D
$\varphi = 1$	Without return corners	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,2
	with return corners of length $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2

^a Linear interpolation may be used for return corner lengths between 0,0 and h



Nel caso specifico si considera il coefficiente $c_{p,net} = 2.1$ relativo alla zona B, che ha un'estensione complessiva di $1.7 h$ e che quindi può essere assunta, a favore di sicurezza, come rappresentativa di una porzione di lunghezza unitaria del muro in esame.

La pressione di progetto del vento è pari a:

$$p = 391.20 \text{ N/mq} \times 1.63 \times 2.1 = 1339.08 \text{ N/mq}$$

L'azione del vento posta a base del calcolo è stata assunta pari a un carico orizzontale uniforme di 1.34 kN/mq , diretto ortogonalmente alla superficie esposta del muro paraschegge per un'altezza $H = 4.60 \text{ m} - 0.50 \text{ m} = 4.10 \text{ m}$, che è la parete maggiormente esposta

La risultante di tale forza e il momento rispetto al baricentro della fondazione e ai punti di rotazione per ribaltamento sono i seguenti:

$$H_W = 1.34 \text{ kN/mq} \times 4.10 \text{ m} = 5.50 \text{ kN/m}$$

$$M_W = 5.50 \text{ kN/m} \times (4.10 \text{ m}/2 + 0.50 \text{ m} + 0.40 \text{ m}) = 16.21 \text{ kNm/m}$$

7.1.4. Azioni dinamiche per passaggio convogli (Q_{WT})

Le azioni aerodinamiche associate al passaggio dei convogli ferroviari sono schematizzate mediante carichi statici equivalenti in accordo a quanto definito nel capitolo §5.2.2.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018).

Il muro paraschegge ricade nel caso descritto al paragrafo §5.2.2.6.1 relativo alle strutture con superfici verticali parallele al binario; in tale frangente le azione q_{1k} sono valutate con lo schema seguente:

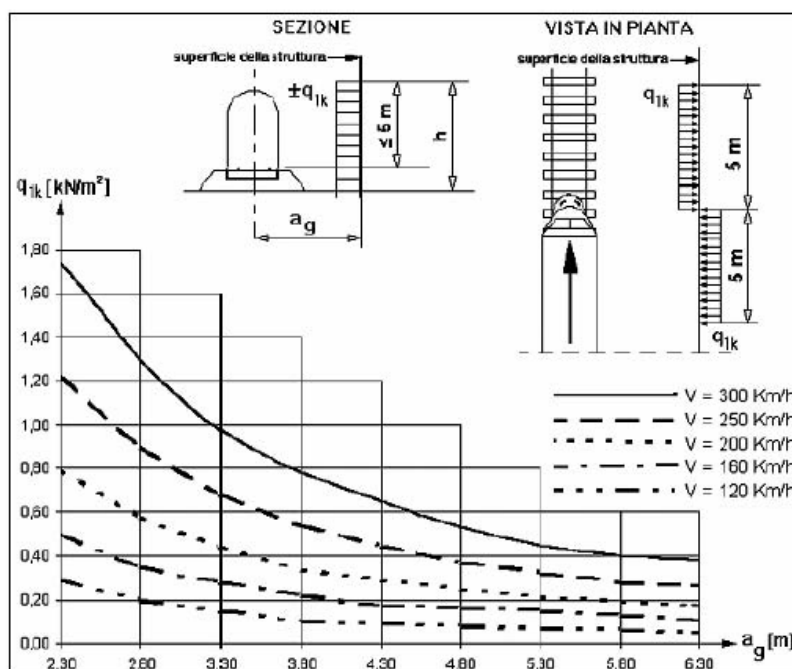


Fig. 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

La distanza del muro paraschegge dall'asse binario è circa 3.15 m, ed essendo una stazione terminale si considera la curva relativa alle velocità più basse $V = 120$ km/h.

Si considera un valore massimo di $q_{1k} = 0.30$ kN/m², a cui non viene applicato alcun fattore riduttivo in base alla forma aerodinamica dei treni.

La risultante di tale forza e il momento rispetto al baricentro della fondazione e ai punti di rotazione per ribaltamento sono i seguenti:

$$H_{WT} = 0.30 \text{ kN/mq} \times (4.60 \text{ m} - 0.50 \text{ m}) = 1.23 \text{ kN/m}$$

$$M_{WT} = 1.23 \text{ kN/m} \times ((4.60 \text{ m} - 0.50 \text{ m})/2 + 0.50 \text{ m} + 0.40 \text{ m}) = 3.63 \text{ kNm/m}$$

7.1.5. Azione sismica (E)

L'azione sismica è costituita dalle componenti di inerzia del peso proprio della struttura e dei carichi permanenti. Il sottosuolo dell'opera può essere inserito nella categoria "C", la categoria topografica è "T1".

L'accelerazione massima del sito è pari a:

$$a_{\max} = S_T \times S_S \times a_g = 1.00 \times 1.50 \times 0.067 \text{ g} = 0.101 \text{ g}$$

Si riporta il calcolo delle componenti di inerzia peso proprio e carichi permanenti per unità di lunghezza del muro paraschegge e le rispettive eccentricità in verticale rispetto all'instradosso della fondazione.

Inerzia della struttura E1

$$E1 = 0.101 \times 57.50 \text{ kN/m} = 5.81 \text{ kN/m}$$

$$e_{z1} = 1.70 \text{ m}$$

$$M_{E1} = 9.87 \text{ kNm/m}$$

Inerzia dei carichi permanenti E2

$$E2 = 0.101 \times 19.00 \text{ kN/m} = 1.92 \text{ kN/m}$$

$$e_{z2} = 0.65 \text{ m}$$

$$M_{E2} = 1.25 \text{ kNm/m}$$

7.2. Verifiche strutturali

Lo schema statico adoperato è quello di mensola incastrata alla base, in cui si considera come mensola la porzione di muro al di sopra della soletta di fondazione, avente altezza di 4.00 m e spessore di 0.30 m. le azioni adoperate per la verifica sono:

- Azione assiale N [kN/m], dovuta al peso proprio;
- Azione di taglio H [kN/m], dovuta all'azione del vento e del passaggio di convoglio, sebbene la prima risulti essere dominante;
- Azione flettente M [kNm/m], dovuta all'eccentricità del peso proprio e alle azioni orizzontali di vento e di passaggio del convoglio, di cui la prima è dominante sulla seconda.

Il complesso di azioni agenti che massimizzano l'azione flettente in combinazione SLU è pari a:

$$N_{Ed} = -1.00 N_{G1} = -1.00 \times (4.60 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc}) = 34.50 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed} = 1.50 H_W + 1.45 \times 0.80 \times H_{WT} = 1.50 \times 5.50 \text{ kN/m} + 1.45 \times 0.80 \times 1.23 \text{ kN/m} = 9.68 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,SLU} = 1.50 H_W \times 2.55 \text{ m} + 1.45 \times 0.80 \times H_{WT} \times 2.55 \text{ m} = 1.50 \times 5.50 \text{ kN/m} \times 2.55 \text{ m} + 1.45 \times 0.80 \times 1.23 \text{ kN/m} \times 2.55 \text{ m} = 24.68 \text{ kNm/m}.$$

$$M_{Ed,SLE} = H_W \times 2.55 \text{ m} + 0.80 \times H_{WT} \times 2.55 \text{ m} = 5.50 \text{ kN/m} \times 2.55 \text{ m} + 0.80 \times 1.23 \text{ kN/m} \times 2.55 \text{ m} = 16.53 \text{ kNm/m}.$$

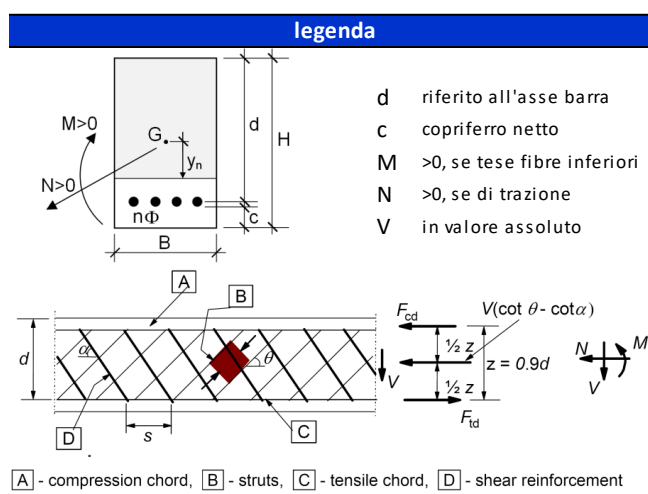
Il muro paraschegge è costituito da un calcestruzzo di classe Rck40 e spessore 30 cm per l'elevazione, e calcestruzzo di classe Rck37 e spessore 40 cm in fondazione; si considerano sezioni di larghezza unitaria.

L'armatura tipica del parapetto è costituita da 1+1Φ14/20 e non è necessaria armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.0 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	30	5,0	28,3	25,5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	6,7	7,70	
5	14	28,3	7,70	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	10	20	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0,520		
ε _{c2}	2,0 [%]		
ε _{cu2}	3,5 [%]		
α _e	15,0		
k _t	0,4	valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{Ek}	16,53 [kNm]
N _{Ek}	-34,50 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec}	1,8 [kNm]
M _{cr}	45,5 [kNm]
γ _n	-6,44 [cm]
σ _{c,min}	-1,8 [MPa]
σ _{s,min}	-6,0 [MPa]
σ _{s,max}	63,9 [MPa]
k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]
S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]
presso-flessione	
M _{Rd}	98,0 [kNm]
FS	3,97
taglio	
V _{Rdc}	147,4 [kN]
non serve armatura a taglio	
V _{Rds}	0,0 [kN]
V _{Rdmax}	1079,6 [kN]
θ	30,0 [°]
sezione	ductile
ai	28,3 [cm]



Lo schema a mensola trasferisce in soletta di fondazione un'azione di trazione e un'azione flettente derivata dalle forze orizzontali di vento e azioni aerodinamiche del passaggio convogli. Le azioni di verifica sono:

$$N_{Ed} = 9.68 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,SLU} = 1.50 H_W \times 2.8 \text{ m} + 1.45 \times 0.80 \times H_{WT} \times 2.8 \text{ m} = 1.50 \times 5.50 \text{ kN/m} \times 2.8 \text{ m} + 1.45 \times 0.80 \times 1.23 \text{ kN/m} \times 2.8 \text{ m} = 27.10 \text{ kNm/m.}$$

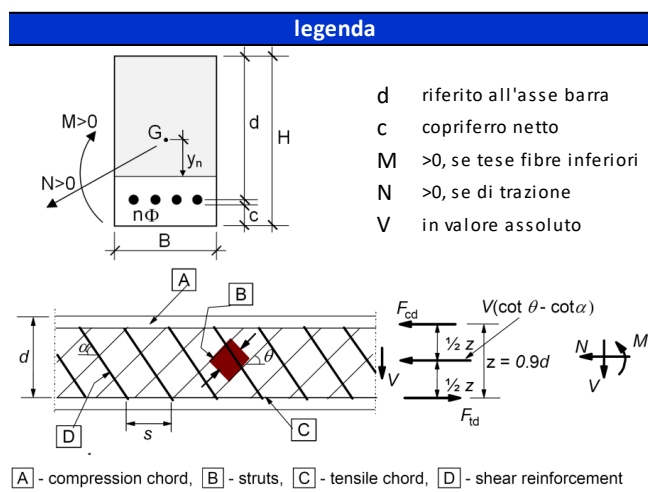
$$M_{Ed,SLE} = H_W \times 2.8 \text{ m} + 0.80 \times H_{WT} \times 2.8 \text{ m} = 5.50 \text{ kN/m} \times 2.8 \text{ m} + 0.80 \times 1.23 \text{ kN/m} \times 2.8 \text{ m} = 18.16 \text{ kNm/m.}$$

L'armatura tipica della fondazione è costituita da 1+1Φ14/20 e non è necessaria armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.0 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	5,0	38,3	34,5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	6,7	7,70	
5	14	38,3	7,70	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	10	20	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30,7 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	17,4 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4	valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	16,9 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{EK}	18,16 [kNm]
N _{EK}	6,45 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	72,1 [kNm]
γ _n	-12,27 [cm]
σ _{c,min}	-1,2 [MPa]
σ _{s,min}	-2,4 [MPa]
σ _{s,max}	70,4 [MPa]
k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	- [‰]
S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]
presso-flessione	
M _{Rd}	120,7 [kNm]
FS	4,46
taglio	
V _{Rdc}	166,6 [kN]
non serve armatura a taglio	
V _{Rds}	0,0 [kN]
V _{Rdmax}	1367,0 [kN]
θ	30,0 [°]
sezione	ductile
ai	38,3 [cm]



7.2.1. Incidenze d'armatura

Il parapetto verticale ha uno spessore di 30 cm, l'armatura verticale minima da calcolo è pari a 1+1Φ14/20 (7.70 cmq + 7.70 cmq) e l'armatura longitudinale è pari a 1+1Φ10/20 (3.93 cmq + 3.93 cmq).

Nel caso del parapetto l'armatura minima in zona tesa, determinata in accordo al §4.1.6.1.1 delle NTC2018, è:

$$A_{s,min} = 0.26 \times 3.10 \text{ MPa} / 391.3 \text{ MPa} \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 6.18 \text{ cmq}$$

Si considera un'incidenza d'armatura pari a 100kg/mc.

La fondazione ha uno spessore di 40 cm, l'armatura da calcolo è pari a 1+1Φ14/20 (7.70 cmq + 7.70 cmq) e l'armatura longitudinale è pari a 1+1Φ10/20 (3.93 cmq + 3.93 cmq).

Nel caso della fondazione l'armatura minima in zona tesa, determinata in accordo al §4.1.6.1.1 delle NTC2018, è:

$$A_{s,min} = 0.26 \times 3.10 \text{ MPa} / 391.3 \text{ MPa} \times 100 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 8.24 \text{ cmq}$$

Si considera un'incidenza d'armatura pari a 80kg/mc.

7.3. Verifica a scorrimento

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti.

<i>Casi di carico</i>	<i>Azione Verticale N [kN/m]</i>	<i>Azione Orizzontale H [kN/m]</i>
a) <i>Peso proprio</i> G_1	57.50	-
b) <i>Permanenti</i> G_2	19.00	-
c) <i>Azione di vento</i> Q_w	-	5.50
d) <i>Azione dinamica convogli</i> Q_{wT}	-	1.23
e) <i>Azione sismica</i> E	0.00	7.73
1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c) + 1.45x0.8 d)	72.70	9.68

$$N_{Ed} \tan 31^\circ / \gamma_R = 72.70 \text{ kN/m} \times 0.60/1.1 = 39.71 \text{ kN/m} > H_{Ed} = 9.68 \text{ kN/m}$$

La verifica a scorrimento è soddisfatta.

7.4. Verifica a ribaltamento

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti; si considera lo spigolo 2 come centro di rotazione, in modo da minimizzare l'effetto stabilizzante del peso proprio del muro paraschegge.

<i>Casi di carico</i>	<i>Azione Verticale N [kN/m]</i>	<i>Azione Orizzontale H [kN/m]</i>	<i>Eccentricità e [m]</i>	<i>Momento flettente M [kNm/m]</i>	
a) <i>Peso proprio</i> G_1	57.50	-	1.15	66.13	STAB
b) <i>Permanenti</i> G_2	19.00	-	1.15	21.85	STAB
c) <i>Azione di vento</i> Q_w	-	5.50	2.95	16.21	INST
d) <i>Azione dinamica convogli</i> Q_{wT}	-	1.23	2.95	3.63	INST
e) <i>Azione sismica</i> E	-	7.73	1.44	11.12	INST

Combinazione 1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c) + 1.45x0.8 d):

$$M_{STAB} = 83.61 \text{ kNm/m}$$

$$M_{RIB} = 28.53 \text{ kNm/m}$$

$$M_{STAB}/M_{RIB} = 83.61 \text{ kNm/m} / 28.53 \text{ kNm/m} = 2.93 > \gamma_R = 1.15$$

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

7.5. Verifica a capacità portante

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti.

Casi di carico	Azione Verticale N [kN/m]	Azione Orizzontale H [kN/m]	Eccentricità e_G [m]	Momento flettente M [kNm/m]
a) Peso proprio G_1	57.50	-	0.00	0.00
b) Permanente G_2	19.00	-	0.00	0.00
c) Azione di vento Q_w	-	5.50	2.95	16.21
d) Azione dinamica convogli Q_{wr}	-	1.23	2.95	3.63
e) Azione sismica E	-	7.73	1.44	11.12

Combinazione 1.0 a) + 1.50 b) + 1.50 c) + 1.45x0.8 d):

$$N_{Ed} = 72.70 \text{ kN/m}, H_{Ed} = 9.68 \text{ kN/m}, M_{Ed} = 28.53 \text{ kNm/m}$$

Sollecitazioni di calcolo

N	T_B	T_L	M_B	M_L
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
72,70	9,68	0,00	28,53	0,0

Fondazione

nastriforme

Parametri geotecnici

γ_{TOT}	c'	ϕ'	q'	h_w	γ'_{1L}	γ'_{2B}	γ'_{2L}
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
19,0	0	31,0	17,1	50,00	10,0	10,0	10,0

Geometria

D	B	L	α	β	δ_B	δ_L
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
0,9	2,30	1,00	0,00	0,00	7,6	0,0

Eccentricità dei carichi

e_B	e_L	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]
0,39	0,00	1,52	1,00	1,52

Coefficienti di capacità portante

N_γ	N_q	N_c
[-]	[-]	[-]
17,69	20,63	32,67

Verifica capacità portante

	q_{LIM}	R_{dn}	R_{dn}/N
	[kPa]	[kN]	[-]
Direz. B	110	166	2,290
Direz. L	348	527	7,2

OK

OK

Fattori correttivi

		Direz. B	Direz. L
Forma	s_γ	1,000	1,000
	s_q	1,000	1,000
	s_c	1,000	1,000
Inclinazione piano di posa	b_γ	1,000	1,000
	b_q	1,000	1,000
	b_c	1,000	1,000
Affondamento	d_γ	1,000	1,000
	d_q	1,000	1,000
	d_c	1,000	1,000
Inclinazione del carico	i_γ	0,200	1,000
	i_q	0,360	1,000
	i_c	0,350	1,000
Inclinazione del piano campagna	g_γ	1,000	1,000
	g_q	1,000	1,000
	g_c	1,000	1,000

La verifica a capacità portante è soddisfatta.

8. SOLETTA DI FONDAZIONE DEL CHILLER

8.1. Geometria

Le dimensioni del chiller sono pari a 6.10 m x 2.44 m in pianta, con altezza di 4.08 m. La fondazione sporge rispetto al chiller di 0.30 m da ogni lato, quindi ha una dimensione in pianta di $L = 6.70$ m e $W = 3.04$ m e un'altezza di 0.40 m, di cui 0.20 m sporgono rispetto al piano campagna.

Il peso del chiller è pari a 5000 kg, con un sovraccarico di esercizio associato di 500 kg.

8.2. Analisi dei carichi

Si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tali condizioni elementari sono opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo armato $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Peso chiller 5000 kg

Si considera un affondamento pari a 0.20 m.

8.2.1. Peso proprio strutture (G1)

Tra i pesi propri si considera il peso proprio della fondazione e del chiller.

$$N_{G1_fondazione} = 6.70 \times 3.04 \times 0.40 \text{ mc} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 203.68 \text{ kN/m}$$

$$N_{G1_chiller} = 50 \text{ kN}$$

Entrambi i carichi sono applicati nel baricentro della fondazione.

8.2.2. Carichi permanenti (G2)

I carichi permanenti sono associati ai sovraccarichi in esercizio del chiller, pari a 5.00 kN, applicati in posizione baricentrica alla fondazione. Il carico è applicato nel baricentro della fondazione.

8.2.3. Azione di vento (Q_w)

L'opera sorge nella regione geografica della Lombardia, si assume la zona geografica di riferimento 1.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 25.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 25.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 391.20 [N/m²]

Si assume come coefficiente di topografia $c_t = 1$ e come coefficiente dinamico $c_d = 1$.

La **classe di rugosità** corrisponde alla classe **B** "Aree urbane (non di classe A), suburbane industriali e boschive", con corrispondente **classe di esposizione IV**, il coefficiente di esposizione risulta essere $c_e = 1.63$ per $z < 8$ m, come nel nostro caso in cui il muro paraschegge ha un'altezza al di sopra del p.c. pari a 4.00 m.

Per la definizione del coefficiente di forma c_f si fa riferimento al paragrafo §7.6 del "EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento" relativo all'azione del vento su elementi strutturali con sezione rettangolare.

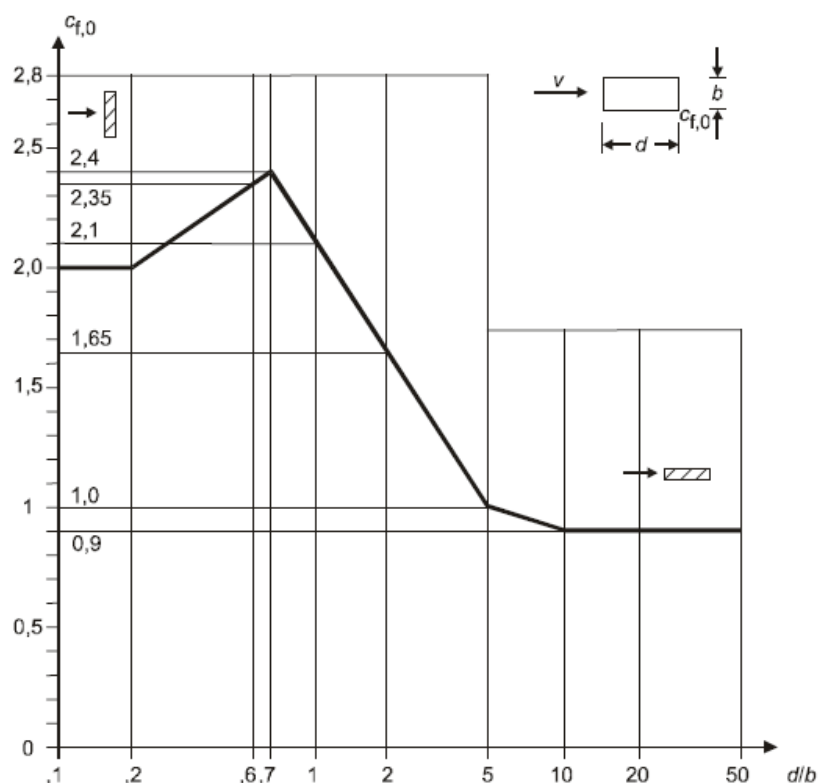


Figure 7.23 — Force coefficients $c_{f,0}$ of rectangular sections with sharp corners and without free end flow

Per il vento in direzione parallela a $W = 3.04$ m, si ha che $d = 3.04$ m e $b = 6.70$ m, quindi il coefficiente $c_f (d/b = 0.40) = 2.175$.

Per il vento in direzione parallela a $L = 6.70$ m, si ha che $d = 6.70$ m e $b = 3.04$ m, quindi il coefficiente $c_f (d/b = 2.50) = 1.542$.

La pressione di progetto del vento in direzione W è:

$$p_W = 391.20 \text{ N/mq} \times 1.63 \times 2.175 = 1.39 \text{ kN/mq}$$

$$F_W = 1.39 \text{ kN/mq} \times 4.08 \text{ m} \times 6.10 \text{ m} = 34.59 \text{ kN}$$

La pressione di progetto del vento in direzione L è:

$$p_L = 391.20 \text{ N/mq} \times 1.63 \times 1.542 = 0.98 \text{ kN/mq}$$

$$F_L = 0.98 \text{ kN/mq} \times 4.08 \text{ m} \times 2.44 \text{ m} = 9.79 \text{ kN}$$

Le forze dovute al vento in ambo le direzioni sono applicate a metà altezza del chiller, a una distanza in verticale di 2.44 m dall'intradosso della fondazione.

8.2.4. Neve (Q_{neve})

Il carico da neve viene calcolato in accordo alle NTC2018.

●	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Catanzaro, Carbonara-Iglesias, Caserta, Catania, Caltanissetta, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

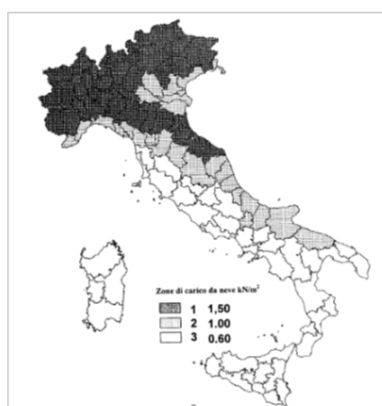
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_t q_{sk} C_E C_t$
μ_t (coefficiente di forma)
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
C_E (coefficiente di esposizione)
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	700
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	2,68

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, e causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

La pressione dovuta alla neve è pari a 2.68 kPa.

8.2.5. Azione sismica (E)

L'azione sismica è costituita dalle componenti di inerzia del peso proprio della struttura e dei carichi permanenti. Il sottosuolo dell'opera può essere inserito nella categoria "C", la categoria topografica è "T1".

L'accelerazione massima del sito è pari a:

$$a_{\max} = S_T \times S_S \times a_g = 1.00 \times 1.50 \times 0.067 \text{ g} = 0.101 \text{ g}$$

Si riporta il calcolo delle componenti di inerzia peso proprio e carichi permanenti per unità di lunghezza del muro paraschegge e le rispettive eccentricità in verticale rispetto all'intradosso della fondazione.

Inerzia della struttura E1

$$E1 = 0.101 \times 253.68 \text{ kN} = 25.60 \text{ kN}$$

Inerzia dei carichi permanenti E2

$$E2 = 0.101 \times 5 \text{ kN/m} = 0.505 \text{ kN}$$

Rispetto ai carichi variabili considerati, il sisma è una condizione di carico trascurabile.

8.3. Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale della fondazione si considera una striscia di larghezza unitaria in direzione parallela al lato di lunghezza 3.04 m e sulla quale il chiller, alle sue estremità, applica un vincolo di appoggio-appoggio su una luce pari alla sua larghezza, di 2.44 m.

Lo schema statico di verifica considera una trave di luce 2.44 m, con sezione 0.40 x 1.00 m, su cui sono distribuiti:

- Peso proprio della fondazione:	0.40 m x 1.00 m x 25 kN/mc =	10 kN/m
- Peso del chiller:	50 kN/ (2.44 m x 6.10 m) x 1.00 m =	3.30 kN/m
- Carichi permanenti d'esercizio:	5 kN/ (2.44 m x 6.10 m) x 1.00 m =	0.33 kN/m
- Neve:	2.68 kPa x 1.00 m =	2.68 kN/m

Il carico distribuito allo SLU e allo SLE sono:

$$p_{SLU} = 1.3 \times 13.30 \text{ kN/m} + 1.5 \times 0.33 \text{ kN/m} + 1.5 \times 2.68 \text{ kN/m} = 21.81 \text{ kN/m}$$

$$p_{SLE} = 13.30 \text{ kN/m} + 0.33 \text{ kN/m} + 2.68 \text{ kN/m} = 16.31 \text{ kN/m}$$

I massimi momenti e tagli associati sono:

$$V_{SLU} = 26.61 \text{ kN/m}$$

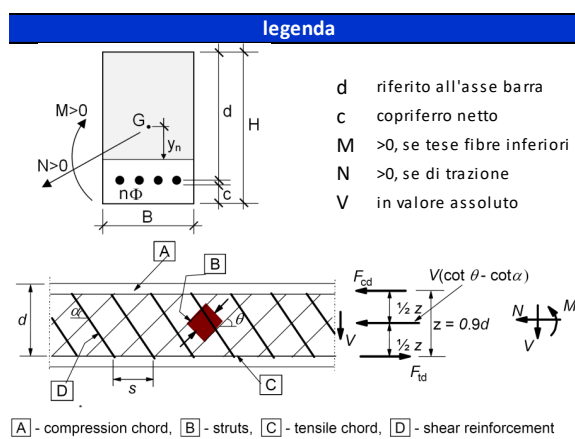
$$M_{SLU} = 16.23 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SLE} = 12.14 \text{ kNm/m}$$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	5,0	38,3	34,5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	6,7	7,70	
5	14	38,3	7,70	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	10	20	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{Ek} 12,14 [kNm]	M _{Ed} 16,23 [kNm]
N _{Ek} 0,00 [kN]	N _{Ed} 0,00 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} 0,0 [kNm]	
M _{cr} 72,6 [kNm]	
γ _n -11,86 [cm]	
σ _{c,min} -0,8 [MPa]	
σ _{s,min} -2,1 [MPa]	
σ _{s,max} 44,6 [MPa]	
k ₂ 0,5	
ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	
S _{r,max} - [cm]	
w _k - [mm]	
presso-flessione	
M _{Rd} 122,3 [kNm]	
FS 7,53	
taglio	
V _{Rdc} 168,0 [kN]	
non serve armatura a taglio	
V _{Rds} 0,0 [kN]	
V _{Rdmax} 1367,0 [kN]	
θ 30,0 [°]	
sezione duttile	
al 38,3 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30,7 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	17,4 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [%]		
ε _{cu2}	3,5 [%]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8	valori limite	
k ₃	3,4	0,55 f _{ck}	16,9 [MPa]
k ₄	0,425	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
		w _{k,lim}	0,2 [mm]



8.3.1. Incidenze d'armatura

La fondazione ha uno spessore di 40 cm, l'armatura da calcolo è pari a 1+1Φ14/20 (7.70 cmq + 7.70 cmq) e l'armatura longitudinale è pari a 1+1Φ10/20 (3.93 cmq + 3.93 cmq).

Nel caso della fondazione l'armatura minima in zona tesa, determinata in accordo al §4.1.6.1.1 delle NTC2018, è:

$$A_{s,min} = 0.26 \times 3.10 \text{ MPa} / 391.3 \text{ MPa} \times 100 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 8.24 \text{ cmq}$$

Si considera un'incidenza d'armatura pari a 80kg/mc.

8.4. Verifica a scorrimento

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti. La verifica più conservativa riguarda il vento in direzione W.

<i>Casi di carico</i>	<i>Azione Verticale N [kN]</i>	<i>Azione Orizzontale H_w [kN]</i>
a) <i>Peso proprio G₁</i>	253.68	-
b) <i>Permanenti G₂</i>	5	-
c) <i>Azione di vento Q_w</i>	-	34.59
1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c)	257.68	51.89

$$N_{Ed} \tan 31^\circ / \gamma_R = 257.68 \text{ kN/m} \times 0.60 / 1.1 = 141 \text{ kN/m} > H_{Ed} = 51.89 \text{ kN/m}$$

La verifica a scorrimento è soddisfatta.

8.5. Verifica a ribaltamento

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti. La verifica più conservativa riguarda il vento in direzione W.

<i>Casi di carico</i>	<i>Azione Verticale N [kN]</i>	<i>Azione Orizzontale H_w [kN]</i>	<i>Eccentricità e_w [m]</i>	<i>Eccentricità e_z [m]</i>	<i>Momento flettente M_w [kNm]</i>	
a) <i>Peso proprio G₁</i>	253.68	-	1.52	-	385.60	STAB
b) <i>Permanenti G₂</i>	5	-	1.52	-	7.60	STAB
c) <i>Azione di vento Q_w</i>	-	34.59	-	2.44	84.40	INST

Combinazione 1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c):

$$M_{STAB} = 391.68 \text{ kNm/m}$$

$$M_{RIB} = 126.60 \text{ kNm/m}$$

$$M_{STAB}/M_{RIB} = 391.68 \text{ kNm/m} / 126.60 \text{ kNm/m} = 3.09 > \gamma_R = 1.15$$

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

8.6. Verifica a capacità portante

La combinazione di riferimento è relativa all'azione del vento principale. Si riportano i contributi dei vari casi di carico e le loro risultanti.

Casi di carico	Azione Verticale N [kN]	Azione Orizzontale H_L [kN]	Azione Orizzontale H_W [kN]	Eccentricità eZ [m]	Momento flettente M_L [kNm]	Momento flettente M_W [kNm]
a) Peso proprio G_1	253.68	-	-	-	-	-
b) Permanenti G_2	5	-	-	-	-	-
c) Azione di vento Q_w	-	9.79	34.59	2.44	23.88	84.40

Combinazione 1.0 a) + 0.8 b) + 1.50 c):

$$N_{Ed} = 257.68 \text{ kN}, H_{LEd} = 14.68 \text{ kN}, H_{WEd} = 51.59 \text{ kN}, M_{LEd} = 35.83 \text{ kNm}, M_{WEd} = 126.60 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni di calcolo

N	T_B	T_L	M_B	M_L
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
257,68	51,59	18,24	126,60	44,5

Fondazione

rettangolare

Parametri geotecnici

γ_{TOT}	c'	ϕ'	q'	h_w	γ'_{1L}	γ'_{2B}	γ'_{2L}
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
19,0	0	31,0	3,8	14,00	10,0	10,0	10,0

Geometria

D	B	L	α	β	δ_B	δ_L
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
0,2	3,04	6,70	0,00	0,00	11,3	4,0

Eccentricità dei carichi

e_B	e_L	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]
0,49	0,17	2,06	6,35	13,07

Coefficienti di capacità portante

N_γ	N_q	N_c
[-]	[-]	[-]
17,69	20,63	32,67

Verifica capacità portante

	q_{LIM}	R_{dn}	R_{dn}/N
	[kPa]	[kN]	[-]
Direz. B	51	673	2,6
Direz. L	318	4157	16,1

OK

OK

Fattori correttivi

		Direz. B	Direz. L
Forma	s_γ	1,101	1,965
	s_q	1,101	1,965
	s_c	1,202	2,930
Inclinazione piano di posa	b_γ	1,000	1,000
	b_q	1,000	1,000
	b_c	1,000	1,000
Affondamento	d_γ	1,000	1,000
	d_q	1,027	1,009
	d_c	1,029	1,009
Inclinazione del carico	i_γ	0,200	0,848
	i_q	0,360	0,913
	i_c	0,350	0,908
Inclinazione del piano campagna	g_γ	1,000	1,000
	g_q	1,000	1,000
	g_c	1,000	1,000

La verifica a capacità portante è soddisfatta.