

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

L 5 8

D

f

0 1 4

I T

B 5

R 0

===

SARONNO CITY HUB

Progetto Definitivo

OPERA B5 - CONNESSIONE VIA MILANO / VIA MOLINO
RELAZIONE DI CALCOLO

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	mag 2023	prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
PROCURATORE
Ing. Roberto Riva

Progettista



DOTT. ING.
ERBA LUCA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 639

Collaborazione

TEKNE

VIA MARTIGNONI, 25 - 20124 MILANO
TEL +39 0269971 - FAX +39 02 6997272
ingegneria@teknespa.it

Lombardi

VIA GIOTTO, 36 - 20125 MILANO
TEL +39 02 28303324 - FAX +39 02 58303190

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

mod. 7.5 03 rev.01

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	2
2. normative.....	5
2.1. Norme di riferimento	5
2.2. Software di calcolo	6
3. MATERIALI.....	7
3.1. Acciaio per armatura lenta.....	7
3.2. Calcestruzzo per magrone	7
3.3. Calcestruzzo per fondazione barriera e cordoli	7
4. CARICHI DI PROGETTO	8
4.1. Pesì proprio fondazione	8
4.2. Peso proprio barriera FOA.....	8
4.3. Pressione del vento	8
4.3.1. <i>Pressione cinetica di picco $q_p(z)$</i>	8
4.3.2. <i>Velocità di base del vento</i>	9
4.3.3. <i>Velocità media del vento</i>	9
4.3.4. <i>Intensità di turbolenza</i>	10
4.3.5. <i>Coefficienti di pressione $c_{p,net}$</i>	10
4.3.6. <i>Fattore di struttura c_{scd}</i>	11
4.3.7. <i>Pressione indotta dal vento w_e</i>	11
4.3.8. <i>Carico uniforme sul singolo montante, p_{lim}</i>	11
4.4. Effetti aerodinamici per passaggio convoglio ferroviario	11
4.5. Azioni in testa al cordolo di fondazione della barriera.....	13
5. VERIFICA GEOTECNICA.....	14

1. INTRODUZIONE

L'opera B5 consiste nella realizzazione di un percorso ciclo-pedonale in adiacenza all'attuale binario 1 di Stazione, per connettere la via Milano alla via Molino e chiudere un percorso ciclopedonale interno alla città di Saronno.

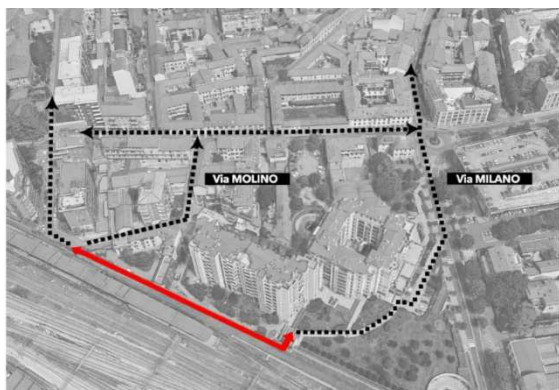


Figura 1-1 Tracciato pista ciclo pedonale al primo binario

La pista si sviluppa in adiacenza al binario 1 di Stazione, a fianco di un esistente muro di confine, con Edifici in prossimità. A protezione dai rumori della Ferrovia, vengono installate nuove barriere fonoassorbenti in adiacenza al muro esistente, dotate di nuovo muro di fondazione.



Figura 1-2 fotografie muro esistente

La presente relazione di calcolo riguarda la progettazione della fondazione a sostegno della barriera fonoassorbente, avente un'altezza di $H=4.00$ in verticale e $2.00m$ sommitali inclinati.

L'intervento si configura come la realizzazione della piattaforma stradale per la pista ciclabile in adiacenza al muro di confine esistente, partendo dall'autosilo, fino a congiungersi con la viabilità stradale in Via Molino.

La pista ciclopedonale avrà una larghezza netta di circa $250cm$.

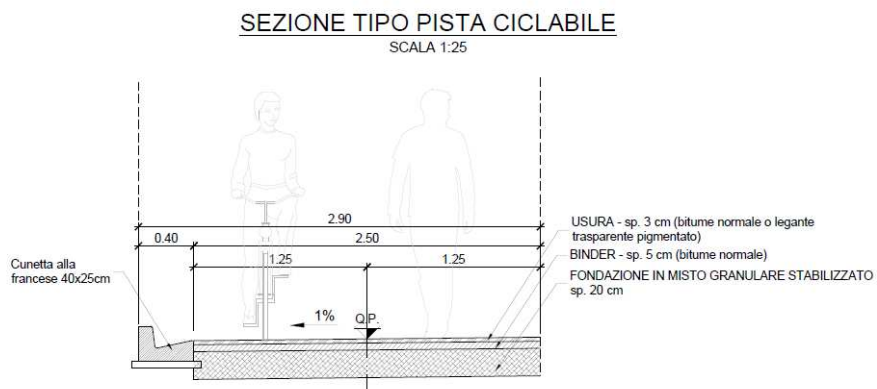


Figura 1-3 Sezione tipo pista ciclabile

I moduli che costituiscono la barriera fonoassorbente sono realizzati mediante 5 pannelli in alluminio e pannello PMMA sommitale per la parte inclinata.

La barriera è in adiacenza al muro esistente, per il quale si prescrive di indagare il tipo di fondazione prima della cantierizzazione.

Si precisa che le lavorazioni per eseguire la fondazione della barriera fono assorbente dovranno avvenire in assenza di traffico ferroviario sul binario 1, questo poiché sarà necessario rimuovere l'armamento, data la vicinanza della fondazione della barriera dalla piattaforma ferroviaria.

Qualora invece l'esercizio ferroviario dovesse essere mantenuto, sarà necessario eseguire opere provvisorie per il sostegno del sedime ferroviario, ma che risultano di difficile realizzazione dati i minimi spazi a disposizione.

Di seguito si riporta una sezione tipo dalla quale si evincono tutte le geometrie della fondazione e della barriera e le distanze minime rispetto asse binario.

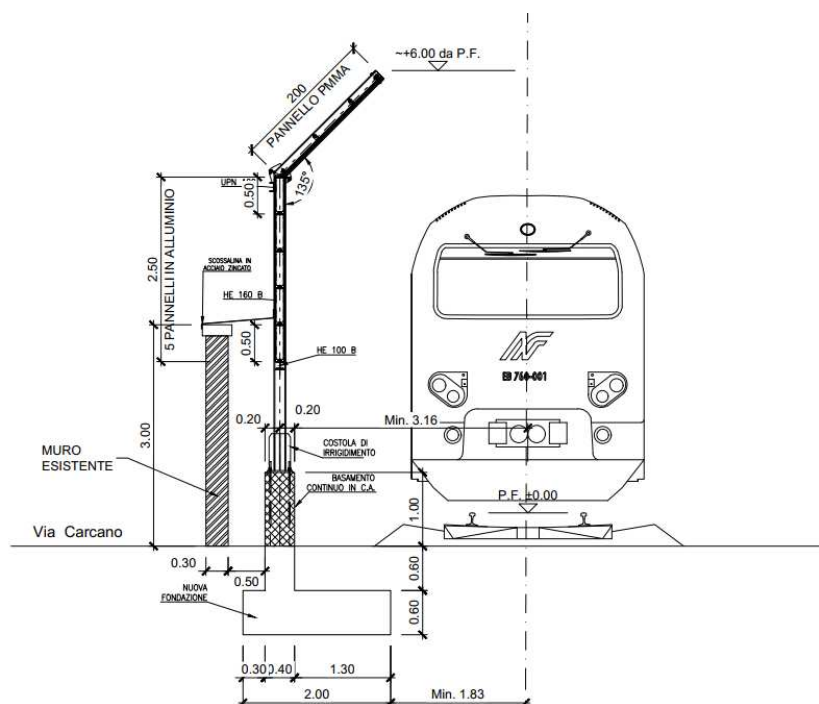


Figura 1-4 Sezione tipo – carpenteria fondazione per supporto barriera FOA

Per le carpenterie di dettaglio si rimanda all' elaborato grafico di progetto definitivo.

2. NORMATIVE

2.1. Norme di riferimento

Il dimensionamento dell'opera in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
D.M. 17/01/2018	Norme Tecniche per le costruzioni
CNR – DT 207 -2018	Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
UNI EN 1990	Basis of structural design
UNI EN 1991-1-1:2002	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
UNI EN 1993-1-1	Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-8	Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings

2.2. Software di calcolo

MIDAS Gen 2022, Ver. 2.1 sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea)	Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi con proprietà reologiche non omogenee, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza, l'analisi di tutte le componenti di tensione locale nelle sezioni
VCASLU	Programma per la verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e c.a.p.
Hilti Profis Engineering vers. 3.0.69	Programma per la verifica degli ancoranti post installati

3. MATERIALI

Si elencano di seguito le caratteristiche dei materiali strutturali previsti per la realizzazione della fondazione a supporto delle barriere FOA.

3.1. Acciaio per armatura lenta

B450C

Classe acciaio	f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk}/f_{yk}	≥ 1.15 -
Modulo di elasticità	E_s	210000 N/mm ²

3.2. Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45 N/mm ²

3.3. Calcestruzzo per fondazione barriera e cordoli

Classe di resistenza		C25/30
Classe di esposizione		XC2
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.90 N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.90 N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33 N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.07 N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19 N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03 N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	2.69 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447 N/mm ²

4. CARICHI DI PROGETTO

4.1. Pesi proprio fondazione

Il peso proprio della fondazione della barriera considera il seguente peso specifico:

calcestruzzo: $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

4.2. Peso proprio barriera FOA

Il peso adottato per la barriera FOA è pari a:

$PP_{barr} = 1.5 \text{ kN/m}$

4.3. Pressione del vento

L'azione del vento viene calcolata nel rispetto delle EN 1991-1-4, tenendo in considerazione, con gli appositi coefficienti, i fenomeni di turbolenza che si generano in prossimità dei bordi degli interventi, e la variazione di inclinazione delle barriere lungo lo sviluppo verticale.

Ipotesi di calcolo

Con riferimento all'azione del vento sulle barriere, si considerano le seguenti ipotesi di calcolo cautelative:

Il carico del vento è calcolato in base alla suddivisione in zone della barriera a partire dal bordo (libero) e proseguendo verso la parte centrale.

Per l'attribuzione del carico del vento, convenzionalmente i montanti saranno dimensionati solo in base alla zona di appartenenza senza tenere in conto gli effetti della zona adiacente per gli elementi in prossimità del passaggio tra le zone (v. Figura 4-1).

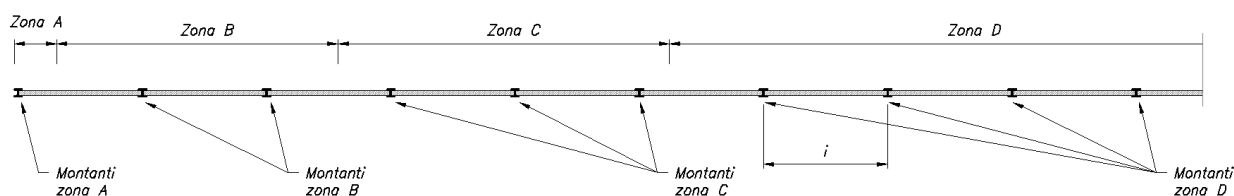


Figura 4-1 - Assegnazione zone ai montanti

4.3.1. Pressione cinetica di picco $q_p(z)$

Nell'analisi statica, la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con la Normativa EN 1991-1-4.

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione (in N/m^2):

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

dove

q_p pressione cinetica di picco

I_v intensità della turbolenza

ρ densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m^3

v_m valore medio della velocità del vento

c_e è il coefficiente di esposizione

4.3.2. Velocità di base del vento

Il valore di base della velocità del vento può essere calcolato mediante l'equazione:

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0}$$

V_b velocità di base del vento

$V_{b,0}$ valore fondamentale della velocità di base del vento

c_{dir} fattore direzionale

c_{season} fattore di stagionalità

Nel caso in esame, per quanto concerne la velocità di base del vento, si ha:

Dati di ingresso per il calcolo dell'azione del vento

Zona	1	UNI EN 1991-1-4
a_s	212	quota sito [m.s.l.m.]
V_{b0}	25	[m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P
a_0	1000	[m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.01	[1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
V_{b0}	25	§ 4.1.(1) P
c_{dir}	1	[-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2
c_{season}	1	[-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3
T_r	50	[anni] periodo di ritorno
k_1	0.138	
n	1	
c_{prob}	1	EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)
V_b	25	[m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)
CAT	IV	[-] categoria di esposizione
c_o	1	[-] coeff. orografia § 4.3.1 e Annex A3 (→ CNR 207/2008 § App. D - D.3)
z_0	0.3	[m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
$z_{0,II}$	0.05	[m] EN 1991-1-4 § 4.3.2_COSTANTE
z_{min}	8	[m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
z_{max}	200	[m] EN 1991-1-4 § 4.3.2_COSTANTE
k_r	0.22	[-] fattore di terreno § 4.3.2 (4.5)
k_t	1	[-] fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
σ_v	5.38	[m/s] scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 § 4.4 (4.6)
ρ	1.25	[kg/m³] densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)

4.3.3. Velocità media del vento

La velocità media del vento $v_m(z)$ alla quota z al di sopra del terreno dipende dalla rugosità del terreno, dall'orografia e dalla velocità di base del vento, v_b , ed è determinata utilizzando la seguente equazione:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b$$

dove:

$c_r(z)$ fattore di rugosità

$c_o(z)$ fattore di orografia

Il fattore di topografia $c_o(z)$, data la conformazione "tipo" del versante su cui verranno installate le barriere, è stato posto pari all'unità.

A compensazione cautelativa di questa ipotesi progettuale, si impone come altezza di calcolo della pressione del vento, come si sarebbe fatto per le barriere su opere di scavalco, la somma dell'altezza della FOA e dell'altezza di rilevato su cui è installata.

4.3.4. Intensità di turbolenza

L'intensità di turbolenza $I_v(z)$ all'altezza z è definita come il rapporto tra lo scarto tipo della turbolenza e il valore medio della velocità del vento ed è definita come segue:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)} \quad \text{per} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{per} \quad z < z_{\min}$$

Lo scarto tipo della turbolenza, σ_v , può essere determinato utilizzando l'equazione seguente:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_i$$

k_i fattore della turbolenza il cui valore raccomandato è pari a 1.00

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

$z_{0,II}$ 0,05 m

z_{\min} altezza minima

z_{\max} pari a 200 m

4.3.5. Coefficienti di pressione $c_{p,net}$

Al fine della determinazione della pressione agente sui pannelli, il valore di picco, come determinato ai punti precedenti, va moltiplicato per i coefficienti di pressione netta $c_{p,net}$, come specificati per le zone A, B, C e D riportate nello schema di Figura 4-2 e Tabella 1.

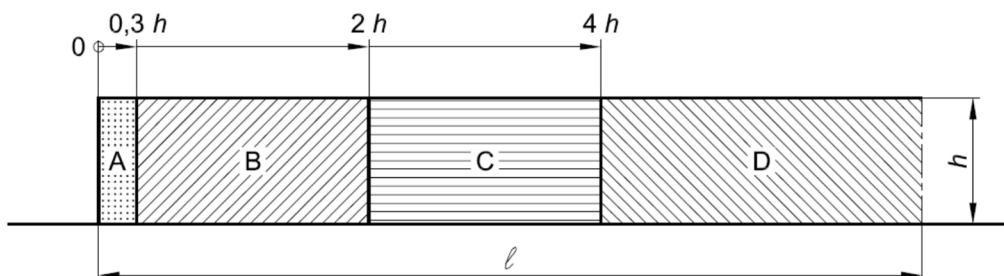


Figura 4-2 - Determinazione zone di carico del vento

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^{a)}$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2
a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.						

Tabella 1 - Valori raccomandati dei coefficienti di pressione

Nel caso in oggetto, il rapporto $l/h > 10$ ed il coefficiente $c_{p,net}$ impiegato per il calcolo della pressione del vento, considerando le ipotesi fatte, è pari a 2.1.

4.3.6. Fattore di struttura c_{scd}

Il coefficiente di strutture c_{scd} è determinato in base alla Procedura 1 dell'Appendice B della EN 1991-1-4 come previsto nella stessa Normativa al § 6.3.1.

Essendo la rigidezza della struttura molto elevata, il valore di c_{scd} viene posto cautelativamente maggiore o uguale a 1.00.

4.3.7. Pressione indotta dal vento w_e

La pressione del vento agente sulle superfici esterne è ottenuta dalla seguente equazione:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

dove:

$q_p(z_e)$ valore di picco della pressione dinamica

z_e altezza di riferimento per la pressione esterna

c_{pe} coefficiente di pressione per la pressione esterna - per le barriere FOA $c_{pe} \equiv c_{p,net}$

4.3.8. Carico uniforme sul singolo montante, p_{lim}

La pressione indotta dal vento si distribuisce sui montanti in funzione dell'interasse tra gli stessi.

$$p_{lin} [N/m] = i [m] \times c_{scd} [-] \times w_e [N/m^2]$$

Considerando un fattore di strutture c_{scd} pari ad 1 si hanno i valori di p_{lim} per i casi di montante corrente ($c_{p,net}=2.1$).

Per le barriere oggetto del presente intervento, i dati di input ed il calcolo delle pressioni del vento è riportato nella seguente tabella.

interasse montanti	$H_{barr.}$	H_{ril}	z_e	cr	$v_m(z)$	$I_v(z)$	$q_p(z)$	c_p	p_w	p_{lin}
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m/s]	[-]	[N/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]
3	5.41	1	6.41	0.71	18	0.30	612	2.1	1.285	3.85

Tabella 2 - Pressione del vento agente sulle barriere

4.4. Effetti aerodinamici per passaggio convoglio ferroviario

L'azione aerodinamica associata al passaggio del convoglio ferroviario induce onde di pressione e depressione secondo gli schemi di sotto riportati e nello specifico di superfici multiple a fianco del binario sia verticali sia orizzontali o inclinate.

I valori dell'azione caratteristica $\pm q_{4k}$ è determinata al §5.2.2.6.4 della NTC18 ed in particolare si adotta una distanza fittizia dal binario pari a:

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

Nel caso in esame:

$$a'_g = 0.6 * (\min a_g) + 0.4 * (\max a_g) = 0.6 * 1.85 + 0.4 * 3.35 = 2.45\text{m}$$

Dal grafico riportato in normativa è possibile risalire al valore caratteristico della pressione da applicare per il dimensionamento della barriera e quindi della fondazione:

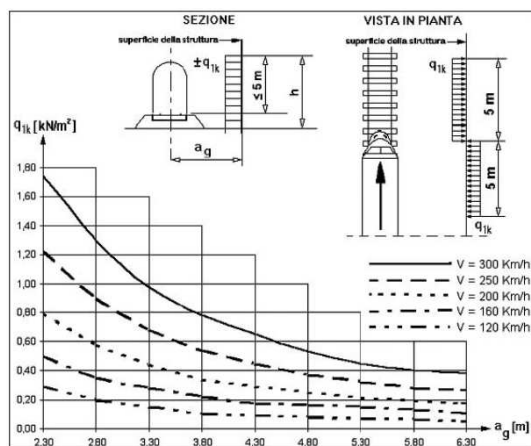


Fig. 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

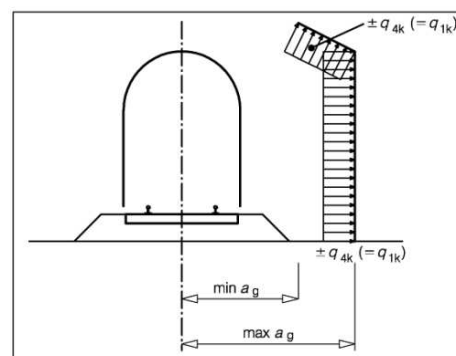


Fig. 5.2.11 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dall'asse del binario

Dal grafico si evince, a favore di sicurezza, una pressione $\pm q_{4k} = \pm q_{1k}$ pari a 0.30 kN/m^2 nel caso di treni con velocità $V = 120 \text{ km/h}$. Questo valore è sicuramente cautelativo in quanto in stazione il treno avrà una velocità sicuramente inferiore.

Per la tipologia di traffico riportata, la pressione dinamica di riferimento è pari a

$$q(v) = q_{4k} * k_1 = 0.30 * 1.00 = \mathbf{0.30 \text{ kN/m}^2}$$

con $k_1 = 1.00$ nel caso di forma aerodinamica del convoglio sfavorevole.

4.5. Azioni in testa al cordolo di fondazione della barriera

Le azioni agenti in testa al muro, dovuti ai carichi soprariportati, per unità di lunghezza sono le seguenti:

Calcolo azioni nodo base montante barriera FOA

Peso proprio barriera:

$$PP = 1.5 \text{ kN/m}$$

Azione del vento:

$$\begin{aligned} p_{lin} &= 3.85 \text{ kN/m} && \text{pressione al metro dovuta al vento} \\ i_{mont} &= 3 \text{ m} && \text{interasse montanti barriera} \\ L &= 5.41 \text{ m} && \text{sviluppo barriera} \\ h_{vento} &= 2.71 \text{ m} && \text{quota applicazione risultante vento} \\ H_{vento} &= 20.84 \text{ kN} && \text{azione orizzontale base montante} \\ M_{vento} &= 56.43 \text{ kNm} && \text{momento sezione base montante} \end{aligned}$$

Pressione dinamica veicolare UNI EN 1794-2:

$$\begin{aligned} d &= 3 \text{ m} && \text{distanza asse treno da barriera} \\ v &= 120 \text{ km/h} && \text{velocità del convoglio ferroviario} \\ q_v &= 300 \text{ N/m}^2 && \text{pressione dinamica veicolare} \\ &= 0.3 \text{ kN/m}^2 \\ H_{treno} &= 4.87 \text{ kN} && \text{azione orizzontale base montante} \\ M_{treno} &= 13.19 \text{ kNm} && \text{momento sezione base montante} \end{aligned}$$

Le azioni del vento e quella di pressioni dinamica veicolare sono considerate NON contemporanee. Per tale ragione, l'azione accidentale dimensionante per il muro è quella del vento.

Per unità di lunghezza le azioni in gioco risultano:

$$\begin{aligned} H_{tot} &= 20.84 \text{ kN} && \rightarrow 6.95 \text{ kN/m} \\ V_{tot} &= 1.5 \text{ kN} && \rightarrow 1.50 \text{ kN/m} \\ M_{tot} &= 56.43 \text{ kNm} && \rightarrow 18.81 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

5. VERIFICA GEOTECNICA

Per i muri di sostegno o per altre strutture ad esse assimilabili devono essere effettuate le verifiche allo stato limite accertando che sia soddisfatta la condizione $E_d \leq R_d$ per ogni stato limite e nello specifico:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- Ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza delle sezioni degli elementi strutturali

Le combinazioni di carico che determinano il dimensionamento della fondazione e nel complesso la stabilità globale del complesso opera di sostegno – fondazione seguono l'approccio 1 con la combinazione A1 + M1 + R3.

Pertanto, i coefficienti impiegati per la combinazione di azioni, resistenza materiali e resistenze risultano sotto riassunti:

Coefficienti parziali di sicurezza A1+M1+R3						
azioni		proprietà terreno		resistenze		
permanenti	temporanee e variabili	$\tan \varphi$	c'	q_{lim}	scorr	rib**
1.00	1.50	1.00	1.00	1.40	1.10	1.15

Le azioni calcolate ai paragrafi precedenti ed impiegate per il dimensionamento della fondazione sono:

Carichi agenti in testa al muro:

$h =$	6.95 kN/m	azione orizzontale
$v =$	1.50 kN/m	azione verticale
$m =$	28.22 kNm/m	momento flettente

Di seguito, le verifiche a scorrimento, ribaltamento e capacità portante sono riportate mediante l'impiego di un foglio di calcolo excel.

OPERA: **FONDAZIONE BARRIERA FOA - STAZIONE DI SARONNO**

DATI DI PROGETTO:

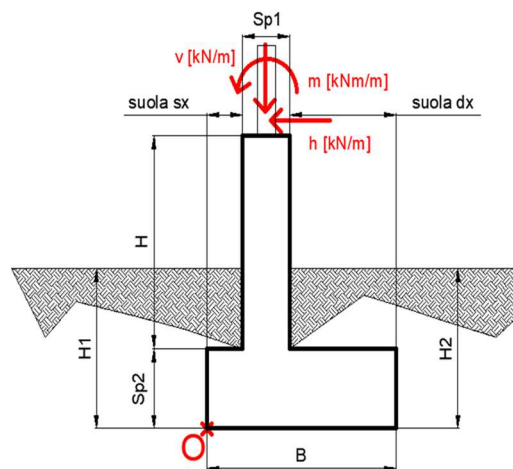
Geometria del muro:

Elevazione	
H =	1.60 m
Sp1 =	0.40 m
Fondazione	
B =	2.00 m
Sp2 =	0.60 m
larghezza suola sx =	0.30 m
larghezza suola dx =	1.30 m
sezione di mezzaria fondazione "xc" =	1.00 m

Proprietà materiale fondazione	
Classe calcestruzzo	C25/30 -
γ_{cls} =	25.00 kN/m ³
φ' =	30.00 °

Dati geotecnici

Dati terreno di ricoprimento:	
φ' =	30.00 °
γ' =	19.00 kN/m ³
H1 = D =	1.20 m
H2 =	1.20 m
Dati terreno fondazione:	
φ' =	30.00 °
γ' =	19.00 kN/m ³
c' =	0.00 kN/m ²



VERIFICHE GEOTECNICHE

FORZE VERTICALI

Peso Proprio Muro (PP muro):	
PP1 =	16.00 kN/m
PP2 =	30.00 kN/m
PP muro =	46.00 kN/m

Peso Proprio Terreno su suola dx (PP terr):	
PPterr,dx =	14.82 kN/m

MOMENTI FORZE VERTICALI RISPETTO PUNTO "O"

Muro:	
M_{M1} =	8.00 kNm/m
M_{M2} =	30.00 kNm/m
$M_{tot,muro}$ =	38.00 kNm/m
Terreno su suola dx:	
$M_{terr,dx}$ =	20.01 kNm/m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

N = PPmuro + Ppterr,dx + v =	62.32 kN/m
T = h =	6.95 kN/m
N * tg φ' / $\gamma_{R,corr}$ =	32.71 kN/m
F.S. =	4.71 -

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante:	
M_s =	58.76 kNm/m
Momento ribaltante:	
M_r =	43.51 kNm/m
F.S. =	1.17 -

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Risultante forze verticali	
N =	62.32 kN/m
Risultante forze orizzontali	
H =	6.95 kN/m
Risultante dei momenti rispetto al punto "O" della fondazione:	
MM = Ms - Mr =	15.25 kNm/m
Momento rispetto al baricentro della fondazione:	
M = xc*N - MM =	47.07 kNm/m

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

c' =	0.00 kN/m ²	coesione terreno di fondazione
φ' =	30.00 °	angolo di attrito di fondazione
γ' =	19.00 kN/m ³	peso unità di volume terreno di fondazione

$$q_0 = \gamma d \cdot H_{fond} = 22.8 \text{ kN/m}^2$$

e = M / N	0.76 m	eccentricità
B* = B - 2e	0.49 m	larghezza equivalente

Coefficienti di capacità portante: **Nc, Nq, Ny**

Fattori di forma: **sc, sq, sy**

Nq = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	18.40 -	sc = 1 + B*Nq / (L * Nc)	sc =	1.00
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	30.14 -	sq = 1 + B*tanφ' / L*	sq =	1.00
Ny = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	22.40 -	sy = 1 - 0,4*B* / L*	sy =	1.00

Fattori di inclinazione del carico: **iq, ic, iy**

Fattori inclinazione base fondazione: **bc, bq, by**

iq = (1 - T/(N + B*c'*cotg(φ'))) ^m	0.79 -	bq = (1 - β _r tanφ') ²	bq =	1.00
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)	0.78 -	bc = bq - (1 - bq) / (Nc tan	bc =	1.00
iy = (1 - T/(N + B*c'*cotg(φ'))) ^{m+1}	0.70 -	by = bq	by =	1.00

(fondazione nastriforme m = 2)

Fattori di profondità piano di appoggio: **dq, dc, dy**

Fattori inclinazione piano campagna: **gc, gq, gy**

per D/B* ≤ 1; dq = 1 + 2 D tanφ' (1 - senφ') ² / B*		gq = (1 - tanβ _p) ²	gq =	1.00
per D/B* > 1; dq = 1 + (2 tanφ' (1 - senφ') ²) * arctan (D / B*)		gc = gq - (1 - gq) / (Nc tan	gc =	1.00
dq =	1.34 -	gy = gq	gy =	1.00
dc = dq - (1 - dq) / (Nc tanφ')				
dy =	1.36 -			
dy =	1.00 -			

qlim =	517.40 kN/m ²	carico limite
q = N/B* =	127.32 kN/m ²	carico agente
qlim / γ _{R,CP} =	369.57 kN/m ²	carico limite fattorizzato

F.S. =	2.90 -	fattore di sicurezza capacità portante
--------	--------	--

I coefficienti di sicurezza a ribaltamento, scorrimento e capacità portante sono sempre maggiori dei coefficienti minimi richiesti dalle NTC2018:

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	γ _R = 1,4
Scorrimento	γ _R = 1,1
Ribaltamento	γ _R = 1,15