



Piano Integrato di Sviluppo Urbano Sostenibile (P.I.S.U.S.) Città di Potenza

Comune di Potenza



Linea di intervento Asse V del PO FESR 2007-2013

V.1.1.B - Sviluppo di forme sostenibili di trasporto urbano e locale

"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO"

Progetto preliminare



Progetto definitivo



Progetto esecutivo



LOTTO 1

F - STRUTTURE

ELABORATO

N. 1F-STR-01-A

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE

SCALA

Data

Luglio 2012

Revisione

A

Soggetto Attuatore:



PROGETTISTA:

Ing. Stefano Ciurnelli

COMUNE DI POTENZA
“SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO”
PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE

INDICE

INDICE	1
1. PREMESSA	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3. MATERIALI	5
4. SOTTOPASSO FERROVIARIO.....	6
4.1. Caratteristiche generali dell'opera	6
4.2. Impalcato	7
4.2.1. Dati geometrici.....	7
4.2.2. Analisi dei carichi	7
4.2.3. Sollecitazioni e verifiche impalcato	8
5. MURI DI SOSTEGNO	11
5.1. Impostazioni di analisi.....	11
5.1.1. Coefficienti parziali.....	11
5.2. Condizioni di carico	12
5.3. Descrizione combinazioni di carico	12
5.4. Caratteristiche terreno a monte del muro	12
5.5. Caratteristiche terreno di fondazione	12
5.6. Descrizione combinazioni di carico	13
5.7. Muro $2,50 < H < 5,00$	14
5.7.1. Geometria muro e fondazione	14
5.7.2. Geometria profilo terreno a monte del muro.....	14
5.7.3. Falda.....	15
5.7.4. Terreno a valle del muro	15
5.7.5. Analisi della spinta e verifiche.....	15
5.7.6. Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati	16
5.7.7. Sollecitazioni max	18
5.7.8. Verifiche di resistenza.....	18

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

5.8.	Muro $H < 2,50$	19
5.8.1.	Geometria muro e fondazione	19
5.8.2.	Geometria profilo terreno a monte del muro	19
5.8.3.	Falda	20
5.8.4.	Terreno a valle del muro	20
5.8.5.	Analisi della spinta e verifiche	20
5.8.6.	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati	21
5.8.7.	Sollecitazioni max	22
5.8.8.	Verifiche di resistenza	23
6.	MURI CON GABBIONI	24
6.1.	Caratteristiche generali dell'opera	24
6.2.	Metodo di analisi	24
6.3.	Condizioni di carico	24
	<i>Combinazioni di carico</i>	25
	<i>Analisi e verifica della struttura</i>	25

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

COMUNE DI POTENZA
“SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO”
PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE

1. PREMESSA

I lavori in oggetto necessitano fondamentalmente di tre tipologie di strutture: paratie di pali di diametro Ø1000 per la realizzazione della nuova viabilità in scavo, sottopassi realizzati tramite impalcati con soletta piena in c.a. incastrata sulla paratia di pali, opere di sostegno di altezza comunque inferiore ai 5,00 m con parmento in c.a. oppure gabbionate metalliche.

Per la verifica delle paratie di pali si rimanda alla consultazione della relazione geotecnica.

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per la progettazione e la costruzione delle opere si fa riferimento alla seguente normativa:

- [1] D.M. 14.01.2008 Norme tecniche per le costruzioni.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

4. SOTTOPASSO FERROVIARIO

4.1. Caratteristiche generali dell'opera

I calcoli in oggetto riguardano la struttura portante dei sottopassi ferroviari realizzati in corrispondenza delle nuove viabilità studiate per l'eliminazione dei passaggi a livello (Via Calabria, Via Angilla Vecchia e Via Roma).

Le tre opere sono realizzate secondo il medesimo schema tipologico, vale a dire impalcato con soletta in c.a. piena di spessore 80 cm che si incastra sul cordolo sommitale delle due paratie di pali $\varnothing 1000$ poste ai lati della carreggiata stradale. Il cordolo sommitale della paratia di pali, di sezione corrente 120x120 cm, viene posto in opera in 2 fasi, dove la prima prevede il getto di conglomerato fino ad una altezza del cordolo 80 cm, mentre il secondo getto è eseguito contestualmente al getto della soletta di impalcato, andando così a realizzare a tutti gli effetti il vincolo di incastro tra le due strutture.

A differenziare tra loro le tre opere sono esclusivamente la luce dell'impalcato e la larghezza, variabile in base all'angolo di incidenza tra linea ferroviaria e nuova viabilità.

Poiché le tre opere presentano lo stesso spessore per la soletta di impalcato e la stessa armatura, avendo tutte le medesime caratteristiche al contorno, può essere eseguita una verifica esclusivamente sul sottopasso con condizioni più gravose, che renderebbe implicitamente verificati anche gli altri.

L'opera di maggiore luce è quella in corrispondenza di Via Calabria: in questo caso infatti la luce netta del sottopasso, considerata in asse, è pari a circa 11,50 m, ben maggiore di quello di Via Angilla Vecchia (7,75 m) e di Via Roma (8,00 m). Di più, c'è da ribadire come la larghezza dell'impalcato del sottopasso di Via Calabria sia nettamente inferiore a quella degli altri due, essendo l'angolo di incidenza tra ferrovia e asse stradale quasi a 90°. A differenza delle altre opere quindi, quella di Via Calabria ha una superficie di impalcato più piccola su cui ripartire le sollecitazioni prodotte dal traffico ferroviario, e quindi ancora una volta si trova in condizioni più gravose rispetto alle altre due.

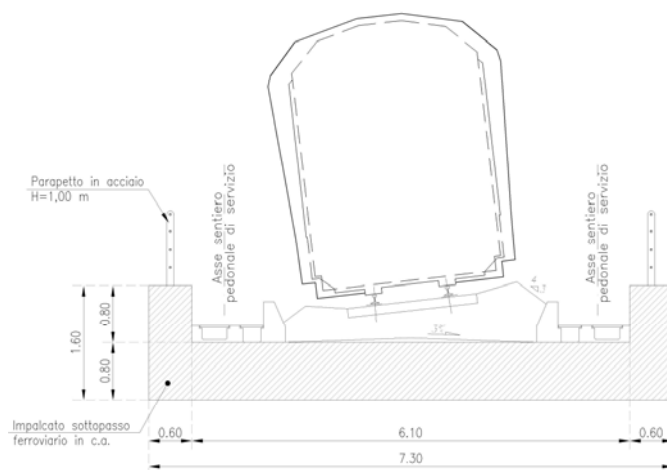
Per quanto detto, la verifica strutturale verrà eseguita esclusivamente sul sottopasso di Via Calabria, estendendo agli altri due lo stesso quantitativo di armatura.

Per una migliore comprensione delle geometrie descritte si rimanda alla consultazione degli elaborati 1F-STR-02-A 1F-STR-03-A e 1F-STR-04-A.

4.2. Impalcato

4.2.1. Dati geometrici

Come già descritto all'interno della premessa, l'impalcato è composto da una soletta piena in c.a. dello spessore costante pari a 80 cm, di larghezza 7,30 m circa e luce media 11,50 m.

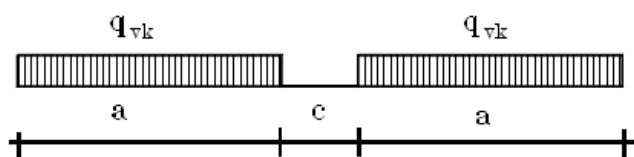


4.2.2. Analisi dei carichi

La struttura è sottoposta principalmente a tre tipologie di carico:

- Peso proprio derivante da peso specifico del cls assunto pari a 25 KN/mc
- Pesi permanenti portati, in cui si annovera il ballast ferroviario e altre opere di pavimentazione. In base alla geometria dell'opera si assume come un carico linearmente distribuito lungo l'asse dell'impalcato e pari a 20 KN/m
- Carico accidentale derivante dal traffico ferroviario, per cui si assume in via cautelativa il traffico pesante di tipo SW/02 (vedi tabella sotto) e quindi un carico lineare da 150 KN/m

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0



SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

Viene quindi analizzata una sola combinazione allo SLU, che prevede l'inserimento delle tre condizioni di carico con i relativi coefficienti di combinazione.

$$E_d = 1,35 G_1 + 1,50 G_2 + 1,45 Q_1$$

4.2.3. *Sollecitazioni e verifiche impalcato*

Lo schema statico adottato è quello di trave con singola campata vincolata con semi incastro.

Per tale schema si considera un momento in campata per un carico uniformemente distribuito pari a $1/10 pl^2$ mentre alle estremità non potrà mai essere superiore a $1/12 pl^2$.

Per quanto specificato in analisi dei carichi, si ottiene che il peso proprio della struttura fornisce un carico uniformemente distribuito pari a $g_{1,k} = 170 \text{ KN/m}$ da cui

$$E_d = 1,35 \times 170 \text{ KN/m} + 1,50 \times 20 \text{ KN/m} + 1,45 \times 150 \text{ KN/m} = 477 \text{ KN/m}$$

Il momento massimo in campata allora sarà pari a

$$M_{E,d} = 1/10 \times 477 \text{ KN/m} \times 11,50^2 \text{ m}^2 = 6308 \text{ KNm}$$

Considerando come l'impalcato abbia una larghezza pari a 7,30 m, si ha in definitiva che per un metro di larghezza della soletta il momento sollecitante è

$$M_{E,d} = 6308 \text{ KNm} / 7,30 \text{ m} = 864 \text{ KNm/m}$$

Analogamente, il momento negativo massimo sugli estremi sarà pari a

$$M_{E,d} = - 1/12 \times 477 \text{ KN/m} \times 11,50^2 \text{ m}^2 = - 5256 \text{ KNm}$$

Considerando come l'impalcato abbia una larghezza pari a 7,30 m, si ha in definitiva che per un metro di larghezza della soletta il momento sollecitante è

$$M_{E,d} = - 5256 \text{ KNm} / 7,30 \text{ m} = - 720 \text{ KNm/m}$$

La verifica viene condotta attraverso il codice di calcolo VCaSLU del Prof. Gelfi v. 7.5: la sezione viene armata con barre $\varnothing 20/20''$ in zona compressa e con $\varnothing 20/20'' + \varnothing 22/20''$ in zona tesa.

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	34.71	75

Sollecitazioni

S.L.U. → **Metodo n** ←

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

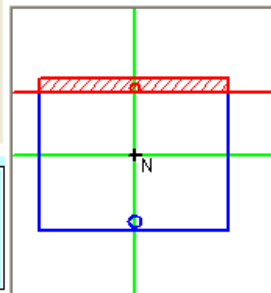
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.



Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} N/mm²

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

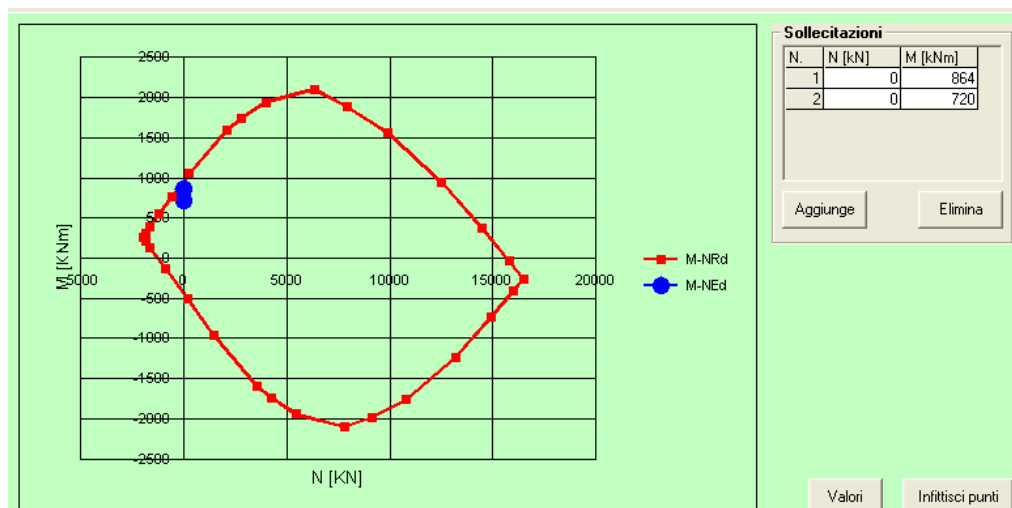
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso



Per quanto riguarda le azioni di taglio, si ottengono dal medesimo schema statico precedente, per cui $V_{E,d} = 1/2 \times 477 \text{ kN/m} \times 11,50 \text{ m} = 2743 \text{ kN}$

Il valore per metro lineare di soletta allora diviene $V_{E,d} = 2743 \text{ kN} / 7,30 \text{ m} = 375,7 \text{ kN/m}$

Per il valore del taglio resistente $V_{R,d}$ si considera dapprima il solo contributo del calcestruzzo, per

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

cui per una sezione priva di armatura di altezza 80 cm e larghezza 100 cm l'azione resistente per il solo calcestruzzo è pari a

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

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

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

dove, ponendo $p=0,005$, $b_w = 100$ cm e $d = 75$ cm si ha

$$V_{Rd} = 324,52 \text{ KN} < V_{E,d} = 375,70 \text{ KN} \quad \text{per cui risulta } \mathbf{non \text{ verificata}}.$$

Ciò implica l'obbligo di introdurre adeguata armatura a taglio sulle estremità della soletta, estesa per tutta la lunghezza necessaria a raggiungere le porzioni di soletta in cui l'azione tagliante risulti inferiore al valore resistente calcolato senza il contributo dell'armatura : inserendo spille Ø12 /40x40 cm, si ha che:

$$V_{rsd} = 467,18 \text{ KN}$$

$$V_{rcd} = 1915,80 \text{ KN}$$

$$\text{Per cui } V_{Rd} = 467,18 \text{ KN/m} > V_{Ed} = 375,70 \text{ KN/m} \quad \mathbf{verificato}$$

Dal controllo dell'andamento delle azioni taglianti, si opta per l'adozione delle spille Ø12 /40x40 cm in prossimità degli appoggi e per un tratto di soletta di sviluppo almeno 1,20 m

5. MURI DI SOSTEGNO

I muri di sostegno sono suddivisi in 2 tipologie: il tipo "1" comprende il muro di sostegno con altezza variabile compresa fra 2,50 m a 5,00 m; il muro tipo "2" comprende i muri con altezza inferiore a 2,50 m. Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Max v.10.04.a della Aztec Informatica ®

5.1. Impostazioni di analisi

Spinte e verifiche secondo : DM 14/01/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
 Approccio progettuale 2

5.1.1. Coefficienti parziali

Azioni perm.	Azioni perm. non strutt.	Azioni var.	$\tan\phi'$	c'	c_u	γ
1,30	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifiche sezioni

Metodo: **Stato limite**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.40
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.10
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.40
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.00

5.2. Condizioni di carico

Non ci sono condizioni aggiuntive oltre al peso proprio della struttura e alle spinte del terreno

5.3. Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

C Coefficiente di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1

Peso proprio

Spinta terreno

Combinazione n° 2

Peso proprio

Spinta terreno

Sisma orizzontale

5.4. Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Detrito
Peso di volume γ	19,00 [kN/mc]
Angolo di attrito interno ϕ	26,00 [°]
Angolo di attrito terra-muro δ	17,33 [°]
Coesione c	0,090 [kg/cm ²]
Adesione terra-muro c_a	0,000 [kg/cm ²]

5.5. Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Detrito
Peso di volume γ	19,00 [kN/mc]
Angolo di attrito interno ϕ	26,00 [°]
Angolo di attrito terra-muro δ	17,33 [°]
Coesione c	0,090 [kg/cm ²]
Adesione terra-muro c_a	0,000 [kg/cm ²]

5.6. Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 3 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

5.7. Muro 2,50 < H < 5,00

5.7.1. Geometria muro e fondazione

Descrizione Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	5.00 [m]
Spessore in sommità	0.40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.50 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.40 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.50 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

5.7.2. Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10.00	0.00	0.00

5.7.3. *Falda*

La falda si trova ad una profondità tale (6,00 m dal p.c.) da non interferire con la struttura.

5.7.4. *Terreno a valle del muro*

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,00	[m]

5.7.5. *Analisi della spinta e verifiche*

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

In riferimento a quanto esplicitato all'interno della relazione geologica, considerando a favore di sicurezza per tutte le opere una categoria di sottosuolo di tipo "E", la spinta sismica del terreno è ottenuta con il metodo di Mononobe-Okabe, in cui il coefficiente sismico orizzontale K_h deriva dal prodotto:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g$$

dove $\beta_m = 0,31$ per considerare quanto previsto dalla norma ($a_g = 0,20 \text{ g}$) da cui

$$K_h = 0,0912$$

5.7.6. Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.74	--	2.76	--
2	EQU - [1]	--	--	5.85	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.34
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.16	--	2.22	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.15	--	2.40	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.95	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.29	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.17
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.20

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Lunghezza del muro 10.00 [m]

Peso muro 925.00 [kg]

Baricentro del muro X=0.26 Y=-3.76

NOTA: di seguito verranno descritte solo le combinazioni più gravose per le verifiche globali

COMBINAZIONE n° 1

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7617.37	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	42502.33	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	42502.33	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7617.37	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.05	[m]
Risultante in fondazione	43179.54	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.16	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1925.07	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	117129.98	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1.1502	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	1.3500	[kg/cm ²]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.76

COMBINAZIONE n° 2

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8454.48	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	37485.87	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	12670.97	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	74070.71	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	37485.87	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8454.48	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.06	[m]
Risultante in fondazione	38427.45	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.71	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	2326.24	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.85
--	------

5.7.7. Sollecitazioni max

PARAMENTO (Combinazione n° 4)

N = 65,00 KN M = 76,70 KNm T = 59,19 KN

FONDAZIONE DI MONTE (Combinazione n° 4)

M = -61,12 KNm T = 25,05 KN

5.7.8. Verifiche di resistenza

Sezione base parete

Sollecitazioni

M = 76,70 KNm	N = 65,00 kN (comp.)	T = 59,19 kN
---------------	----------------------	--------------

- Verifiche a pressoflessione
 $A_c = 0,4 \text{ mq}$
 $A_s(\varnothing 16/20) = 10,05 \text{ cmq}$
 $A's(\varnothing 16/20) = 10,05 \text{ cmq}$
 $M_{ult} = 147,60 \text{ KNm} \text{ (N = 65,00 KN)} > M_{soll} = 76,70 \text{ KNm}$
- Verifica a taglio
 $V_{Sdu} = 59,19 \text{ KN} \leq 153,00 \text{ KN} = (0,18 \text{ k} (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

Sezione fondazione

Sollecitazioni

M(monte)= - 61,12 KNm	T(monte)= 25,05 KN
-----------------------	--------------------

- Verifiche a flessione
 $A_c = 0,50 \text{ mq}$
 $A_s(\varnothing 16/20) = 10,05 \text{ cmq} \text{ (superiore)}$
 $A's(\varnothing 16/20) = 10,05 \text{ cmq} \text{ (inferiore)}$
 $M_{ult} = 102,3 \text{ KNm} \text{ (N = 0,00 KN)} > M_{soll} = -14,21 \text{ KNm}$
- Verifica a taglio
 $V_{Sdu} = 25,05 \text{ KN} \leq 182,02 \text{ KN} = (0,18 \text{ k} (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

5.8. Muro $H < 2,50$

5.8.1. Geometria muro e fondazione

Descrizione Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	2.50 [m]
Spessore in sommità	0.25 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.25 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.25 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.30 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

5.8.2. Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10.00	0.00	0.00

5.8.3. **Falda**

La falda si trova ad una profondità tale (6,00 m dal p.c.) da non interferire con la struttura.

5.8.4. **Terreno a valle del muro**

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,00	[m]

5.8.5. **Analisi della spinta e verifiche**

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

In riferimento a quanto esplicitato all'interno della relazione geologica, considerando a favore di sicurezza per tutte le opere una categoria di sottosuolo di tipo "E", la spinta sismica del terreno è ottenuta con il metodo di Mononobe-Okabe, in cui il coefficiente sismico orizzontale K_h deriva dal prodotto:

$$K_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

dove $\beta_m = 0,31$ per considerare quanto previsto dalla norma ($a_g = 0,20$ g) da cui

$$K_h = 0,0912$$

5.8.6. Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	3.08	--	4.77	--
2	EQU - [1]	--	--	11.41	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.78
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.73	--	4.68	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.75	--	5.12	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.93	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.62	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.55
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.60

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Lunghezza del muro 1.00 [m]

Peso muro 283,75 [kg]

Baricentro del muro X=0.09 Y=-1.88

NOTA: di seguito verranno descritte solo le combinazioni più gravose per le verifiche globali

COMBINAZIONE n° 1

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1073.08	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10582.41	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10582.41	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1073.08	[kg]

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.08	[m]
Risultante in fondazione	10636.68	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	5.79	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-810.54	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	50483.00	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.4542	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.7908	[kg/cm ²]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.08
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.77

COMBINAZIONE n° 2

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1337.52	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	9441.46	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	800.69	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	9134.41	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	9441.46	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1337.52	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.03	[m]
Risultante in fondazione	9535.73	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-308.49	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	11.41
--	-------

5.8.7. Sollecitazioni max

PARAMENTO (Combinazione n° 4)

N= 20,31 KN M = 4,19 KNm T = 7,55 KN

FONDAZIONE DI MONTE (Combinazione n° 4)

M = -4,37 KNm T = 4,51 KN

5.8.8. Verifiche di resistenza

Sezione base parete

Sollecitazioni

M = 4,19 kNm	N = 20,31 kN (comp.)	T = 7,55 kN
--------------	----------------------	-------------

- Verifiche a pressoflessione

$$A_c = 0,25 \text{ mq}$$

$$A_s(\varnothing 12/20) = 5,65 \text{ cmq}$$

$$A's(\varnothing 12/20) = 5,65 \text{ cmq}$$

$$M_{ult} = 52,01 \text{ KNm} \quad (N = 20,31 \text{ KN}) > M_{soll} = 4,19 \text{ KNm}$$

- Verifica a taglio

$$V_{Sdu} = 7,55 \text{ KN} \leq 106,00 \text{ KN} = (0,18 \text{ k} (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sezione fondazione

Sollecitazioni

M(monte)= - 4,37 KNm	T(monte)= 4,51 KN
----------------------	-------------------

- Verifiche a flessione

$$A_c = 0,30 \text{ mq}$$

$$A_s(\varnothing 12/20) = 5,65 \text{ cmq} \quad (\text{superiore})$$

$$A's(\varnothing 12/20) = 5,65 \text{ cmq} \quad (\text{inferiore})$$

$$M_{ult} = 60,77 \text{ KNm} \quad (N = 0,00 \text{ KN}) > M_{soll} = -4,37 \text{ KNm}$$

- Verifica a taglio

$$V_{Sdu} = 4,51 \text{ KN} \leq 122,02 \text{ KN} = (0,18 \text{ k} (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

6. MURI CON GABBIONI

6.1. Caratteristiche generali dell'opera

L'opera di sostegno, costituita da gabbioni metallici, viene utilizzata in prossimità del terminal Gallitello: tale opera di sostegno sarà posta in opera su di un lungo tratto del tracciato che costeggia il terminal, con gabbioni posti su due file, per una altezza complessiva di 2,00 m, composti con elementi di dimensioni 1,00 m x 1,00 m e 1,50 m x 1,00 m, di cui il più largo alla base ed l'altro in sommità, allineati sul filo di monte del muro di sostegno. L'opera si trova ad una distanza tale dalla zona pavimentata della strada da non risentire degli effetti prodotti dal traffico veicolare.

6.2. Metodo di analisi

Date le caratteristiche dell'opera, la verifica viene eseguita attraverso calcoli manuali, senza l'ausilio di codici di calcolo agli elementi finiti. La struttura viene quindi sottoposta a verifiche adottando delle schematizzazioni e delle semplificazioni sempre rigorosamente a favore di sicurezza. Poiché lo sviluppo della struttura è regolare, le verifiche sono condotte sulla striscia di larghezza 1,00 m. Le azioni applicate, così come le verifiche, sono valutate secondo il metodo semiprobabilistico allo Stato Limite come previsto da NTC08.

6.3. Condizioni di carico

Spinta terreno (G2)

Si assumono per il terreno di rinfianco le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\varphi = 26^\circ \quad \gamma = 19 \text{ KN/m}^3 \quad c' = 0 \text{ KN/m}^2$$

Tale terreno agisce secondo una spinta attiva sulla parete verticale del muro pari a:

$$\sigma_t = \gamma K_a h \quad \text{con } K_a = 0,347 \quad \text{da cui si ottiene}$$

$$\sigma_t = 19 \text{ KN/m}^3 \times 0,347 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{13,186 \text{ KN/mxm}}$$

Peso proprio struttura (G1)

Si calcola a partire dal peso specifico del materiale di riempimento dei gabbioni (calcare compatto $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$) cui si applica un fattori di riduzione pari a 0,30, da cui si ottiene un peso specifico per i gabbioni posti in opera pari a $18,20 \text{ KN/m}^3$

Sisma (E1)

Dalla relazione geologica risulta che il terreno in sito risulta in **categoria E**, mentre dalle coordinate geografiche del sito si ha

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.055	2.332	0.287
Danno	50	0.072	2.335	0.310
Salvaguardia Vita	475	0.202	2.447	0.362
Prevenzione Collasso	975	0.263	2.446	0.400

Il sito risulta inoltre essere in **categoria topografica T1** per cui in definitiva, nell'analisi allo stato limite della salvaguardia della vita umana SLV si ha che $S_s = 1,456$ e $S_T = 1$ da cui si ottiene l'accelerazione di picco del terreno da utilizzare per le verifiche pari a **$a_g = 1,456 \times 0.20 \text{ g} = 0.29 \text{ g}$**

6.4. Combinazioni di carico

Si analizzano due combinazioni di carico, uno di tipo statico (COMBO1) e una di tipo sismico (COMBO2). Le verifiche saranno eseguite secondo l'approccio 2 previsto dalla normativa, per cui le combinazioni saranno le medesime sia per le verifiche di tipo geotecnico che strutturali

$$1,35 G_1 + 1,35 G_2 \quad (\text{COMBO1})$$

$$1,00 G_1 + 1,00 G_2 + 1,00 E_1 \quad (\text{COMBO2})$$

6.5. Analisi e verifica della struttura

L'analisi viene condotta direttamente sul muro composto da due file di gabbionate, maggiormente sollecitato, dalla cui verifica si ottiene implicitamente la verifica anche del muro a fila singola. A favore di sicurezza, la parete viene sottoposta al regime di spinte prodotte dal terreno senza

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

considerare la presenza stabilizzante del gabbione interrato posto a monte, ma dei soli due posti uno sull'altro allineati a formare il paramento visibile del muro. Le verifiche saranno quindi di tipo strutturale (schiacciamento del materiale all'interno della gabbionata), geotecnico (verifica portanza del terreno, trascurando la presenza del basamento in cls, e a scorrimento), ed infine di equilibrio (ribaltamento).

In via semplificativa, la spinta prodotta dal terreno viene applicata interamente in direzione orizzontale, senza scomporla nelle due componenti verticale e orizzontale per la presenza dell'attrito terreno-muro: in fase statica, la spinta sarà perciò pari a

$$S_{E,d} = 1,35 \times (13,19 \text{ KN/mq} \times 2,00 \text{ m} / 2) = \mathbf{17,80 \text{ KN/m}}$$
 applicata ad $H/3 = 0,67 \text{ m}$ dalla base

In fase sismica invece, questa viene calcolata sulla base del valore $K_h = \beta_m a_{max}/g$ con $\beta_m = 0,31$ da cui si ottiene $K_h = 0,0912$. Applicando la formula di Mononobe-Okabe si ottiene in definitiva una spinta globale, statica + sismica, pari a

$$E_{s,d} = \mathbf{15,78 \text{ KN/m}}$$
 applicata ad $H/3 = 0,67 \text{ m}$ dalla base

A questa si somma l'inerzia della parete, pari a $\gamma K_h = 0,72 \text{ KN/mxm}$

Per quanto riportato, risulta evidente come per le dimensioni ridotte del muro risulti più gravosa la combinazione di tipo statico, per cui le verifiche verranno condotte direttamente con quella..

Verifica a scorrimento

Considerando come il peso del muro di sostegno a metro lineare è pari a

$$N_{E,d} = 2,50 \text{ m} \times 18,20 \text{ KN/m} = \mathbf{45,50 \text{ KN/m}}$$

La resistenza allo scorrimento è pari a

$$F_{R,d} = 45,50 \text{ KN/m} \times \tan 26^\circ = \mathbf{22,19 \text{ KN/m}} > 1,1 \times S_{E,d} = \mathbf{19,58 \text{ KN/m}} \quad \text{verificato}$$

Verifica carico limite in fondazione

La spinta che si genera a tergo del muro è $S_{E,d} = \mathbf{17,80 \text{ KN/m}}$ applicata ad una quota dal piano di posa delle fondazioni pari a $z = \mathbf{0,67 \text{ m}}$ producendo un momento alla base pari a $\mathbf{11,93 \text{ KNm/m}}$

Considerando come il peso del muro di sostegno a metro lineare è pari a

$$N_{E,d} = 2,50 \times 18,20 \text{ KN/m} = \mathbf{45,50 \text{ KN/m}}$$

e trascurando a favore di sicurezza la componente verticale della spinta del terreno sul paramento, le sollecitazioni applicate equivalgono ad una carico verticale pari a $\mathbf{45,50 \text{ KN/m}}$ con eccentricità $\mathbf{0,26 \text{ m}}$

L'eccentricità non è contenuta all'interno del nocciolo di inerzia della fondazione (fondazione con impronta di base pari a 1,50 m), per cui la superficie di contatto della fondazione verrà ridotta di una quantità pari al doppio della eccentricità, in modo da ottenere una impronta equivalente in cui il carico sia perfettamente centrato. Il carico limite viene valutato quindi in termini assoluti,

attraverso il confronto tra azione resistente e sollecitante. La tensione limite viene valutata secondo il metodo di Brinch-Hansen :

CARICO LIMITE IN FONDAZIONE		$\gamma_d =$	2.3
Caratteristiche geometriche fondazione			
B =	1 m	(lato corto)	B' = 0.98 m
L =	1.5 m	(lato lungo)	L' = 1 m
D =	0.3 m	Profondità piano di posa	
eb =	0 m	eccentricità in direzione parallela a B	
el =	0.26 m	eccentricità in direzione parallela a L	
Caratteristiche terreno			
$\varphi =$	26 °	Angolo d'attrito	= 0.454 rad
$\gamma =$	19 KN/m ³	Peso specifico terreno	
c =	0 KN/m ²	coesione	
$\omega =$	0 °	Inclinazione piano campagna	= 0 rad
$\varepsilon =$	0 °	Inclinazione piano di posa	= 0 rad

N _q =	11.85	BRINCH-HANSEN
N _c =	22.25	
N _γ =	7.94	

Fatt. di forma		Fatt. di incl. Carico		Fatt. di incl. P.C.		Fatt. di incl. P.F.		Fatt. di profondità	
$\zeta_q =$	1.478	$\xi_q =$	1.000	$\beta_q =$	1.000	$\alpha_q =$	1.000	$d_q =$	1.094
$\zeta_c =$	1.522	$\xi_c =$	0.000	$\beta_c =$	1.000	$\alpha_c =$	1.000	$d_c =$	1.122
$\zeta_\gamma =$	0.608	$\xi_\gamma =$	1.000	$\beta_\gamma =$	1.000	$\alpha_\gamma =$	1.000	$d_\gamma =$	1.000
Q _{k,lim} =		154.22 KN/m ²							
Q _{d,lim} =		Q _{k,lim} / γ_d		= 110.16 KN/m ²					

Da cui si ottiene $q_{lim} = 154,22 \text{ KN/m}$ e di conseguenza il valore della portanza $q_{R,d} = q_{lim} / 1,4 = \mathbf{110,16 \text{ KN/mq}}$.

Tale valore risulta ampiamente maggiore rispetto a quello agente pari a 45,50 KN/m, per cui la verifica risulta soddisfatta.

SOGGETTO ATTUATORE  Ferrovie Appulo Lucane	"SERVIZIO FERROVIARIO METROPOLITANO HINTERLAND POTENTINO" PROGETTO PRELIMINARE PER APPALTO INTEGRATO – 1° LOTTO	RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE
---	--	----------------------------------

Verifica a ribaltamento

In questo caso la combinazione da utilizzare è la EQU, per cui la spinta del terreno viene applicata con coefficiente amplificativo 1,1 (azione permanente sfavorevole), da cui si ottiene $S_{E,d} = 14,50 \text{ KN/m}$ applicata ad una quota dal piano di posa delle fondazioni pari a $z = 0,67 \text{ m}$ producendo un momento alla base pari a $M_{E,d} = 9,71 \text{ KNm/m}$. Il momento stabilizzante è affidato interamente al peso proprio della gabbionata, amplificato per un coefficiente 0,9 (azione permanente favorevole), da cui si ottiene

$M_{R,d} = 0,90 \times 0,75 \text{ m} \times 45,50 \text{ KN/m} = 30,71 \text{ KNm/m}$ considerando come fulcro di rotazione lo spigolo a valle della fondazione. Per quanto detto si ha

$M_{R,d} = 30,71 \text{ KNm/m} > M_{E,d} = 9,71 \text{ KNm/m}$ **verificato**

Verifica strutturale

La resistenza a compressione della gabbionata può essere valutata attraverso formule empiriche in base al peso specifico della gabbionata stessa. Da queste si ha che

$\sigma_{lim} = 1,30 (5 \gamma_g - 3) \text{ Kg/cm}^2$ con $\gamma_g =$ peso specifico della gabbionata = 1,82 ton/mc

da cui si ha $\sigma_{lim} = 7,93 \text{ Kg/cm}^2 = 0,793 \text{ N/mm}^2$

La massima tensione si ha in corrispondenza della base della parete: la procedura è del tutto analoga a quanto fatto per la verifica della portanza del terreno di fondazione, per cui viene valutata una impronta efficace su cui la tensione si ripartisce in maniera uniforme. La larghezza efficace si ottiene riducendo la larghezza effettiva (1,50 m) del doppio della eccentricità ($2 \times 0,26 \text{ m}$, vedi verifica portanza fondazione), per cui $L_{ef} = 0,98 \text{ m}$. Il carico limite è perciò pari a $Q_{lim} = \sigma_{lim} \times L_{ef} = 777 \text{ KN/m}$

Il carico agente è invece identico a quello già calcolato per la verifica di portanza (approccio 2)

$N_{E,d} = 2,50 \times 18,20 \text{ KN/m} = 45,50 \text{ KN/m}$

Si nota come il valore resistente sia molto maggiore del valore sollecitante, per cui la verifica è soddisfatta.

$Q_{lim} = 777 \text{ KN/m} > N_{E,d} = 45,50 \text{ KN/m}$ **verificata**