

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

MURI ED OPERE DI PRESIDIO

MU11 - MURI DI SOSTEGNO alla viabilità SP210 8+067 L=70m (dem. e ric.)

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IADR 00 D 29 CL MU1100 001 A


Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per AI	M.Botta <i>M. Botta</i>	SETT '23	A.Santacaterina-A.DiCostanzo <i>A. Santacaterina</i>	SETT '23	G.Dimaggio <i>G. Dimaggio</i>	SETT '23	F.ARDUINI 29/09/2023

File: IADR00D29CLMU1100001A


n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	MATERIALI.....	9
3.1	CALCESTRUZZO MAGRONE.....	9
3.2	CALCESTRUZZO	9
3.3	ACCIAIO B450C.....	9
3.4	VERIFICA S.L.E.....	10
3.4.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	10
3.4.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	10
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	12
4.1	TERRENO DI RINTERRO E DI FONDAZIONE.....	13
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	14
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	14
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	14
6	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE	16
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	16
6.1.1	<i>Verifica a Scorrimento</i>	18
6.1.2	<i>Verifica a Ribaltamento</i>	19
6.1.3	<i>Verifica a carico limite della fondazione</i>	19
6.1.4	<i>Verifica a stabilità globale</i>	20

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) IN CONDIZIONI STATICHE.....	20
6.2.1	<i>Calcolo dei cedimenti (SLE)</i>	21
6.3	VERIFICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	21
6.4	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI (SLD) IN CONDIZIONI SISMICHE	24
7	ANALISI DEI CARICHI.....	26
7.1	CARICHI PERMANENTI	26
7.1.1	<i>Pesi propri</i>	26
7.1.2	<i>Spinta del terreno</i>	27
7.2	CARICHI VARIABILI	27
7.2.1	<i>Sovraccarichi accidentali a tergo</i>	27
7.3	URTO DA TRAFFICO VEICOLARE	28
7.4	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEL CARICO	29
7.5	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA PENDENZA EQUIVALENTE	31
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
9	PROGETTO E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO MU11	35
9.1	DATI DI INPUT	35
9.2	CALCOLO DELLE AZIONI.....	38
9.2.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	38
9.2.2	<i>Spinta in condizioni statiche</i>	40
9.2.3	<i>Spinta in condizione sismica +</i>	41
9.2.4	<i>Spinte in condizione sismica –</i>	42


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	43
9.3.1	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite.</i>	43
9.3.2	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite</i>	45
9.3.3	<i>Verifica di Stabilità globale</i>	49
9.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	52
9.4.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	52
9.4.2	<i>Verifiche SLU</i>	54
9.4.3	<i>Verifiche SLE</i>	55
9.4.4	<i>Tabella riassuntiva armature</i>	56
10	PROGETTO E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO VIABILITÀ LOCALE	57
10.1	DATI DI INPUT	57
10.2	CALCOLO DELLE AZIONI.....	60
10.2.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	60
10.2.2	<i>Spinta in condizioni statiche urto veicoli</i>	62
10.2.3	<i>Spinta in condizione sismica +</i>	63
10.2.4	<i>Spinte in condizione sismica –</i>	64
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	65
10.3.1	<i>Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite.</i>	65
10.3.2	<i>Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite</i>	67
10.3.3	<i>Verifica di Stabilità globale</i>	71
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	74

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	5 di 78

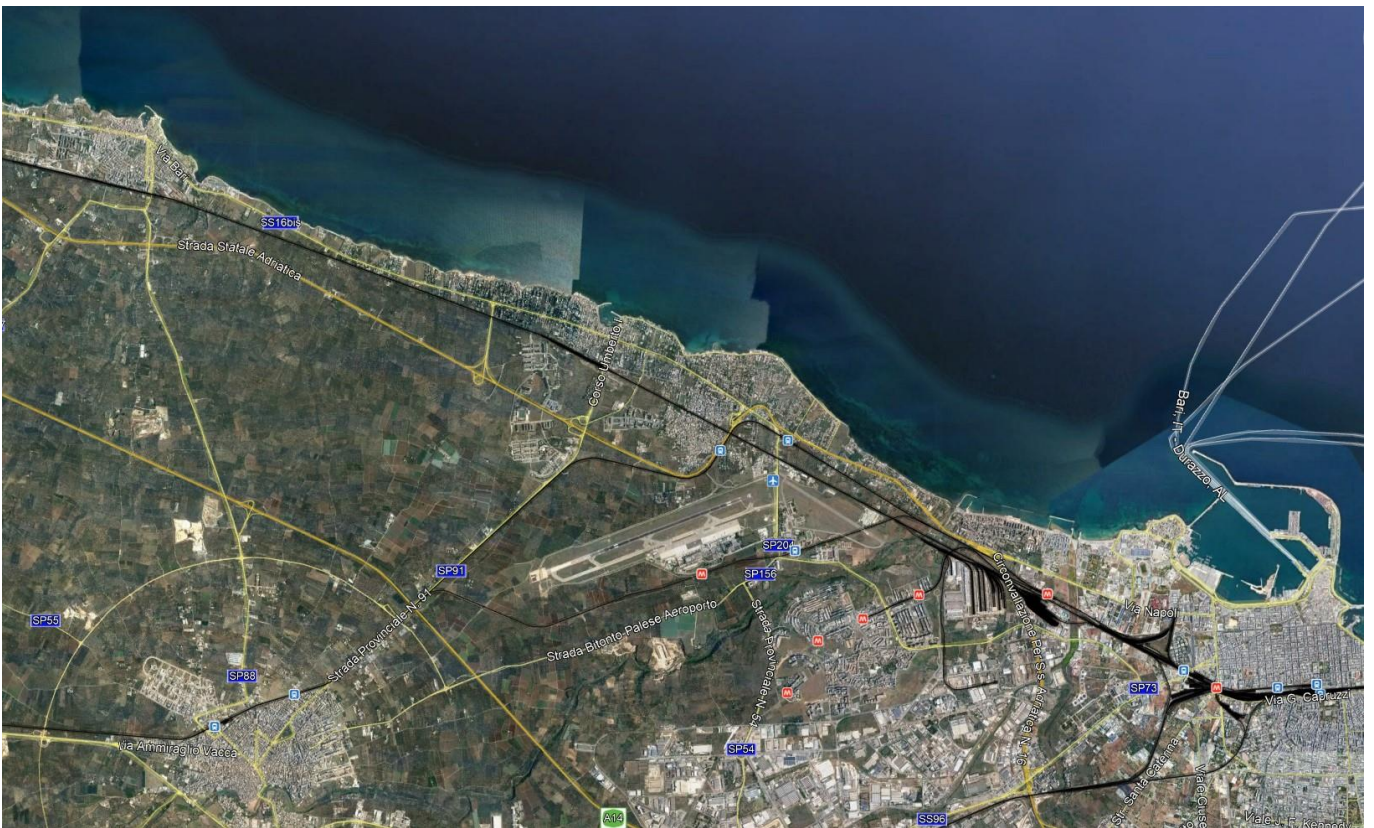
10.4.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	74
10.4.2	Verifiche SLU.....	76
10.4.3	Tabella riassuntiva armature.....	77
11	TABELLA INCIDENZA ARMATURE	78

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 6 di 78	

1 PREMESSA


Nel presente documento si riportano le analisi e le verifiche geotecniche e strutturali del muro MU11 in prossimità della SP210, redatta nell'ambito del Progetto definitivo della Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito.

L'area interessata dal progetto ricade nella zona a nord - ovest della città di Bari, nell'area compresa tra l'aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.



Il muro in oggetto è previsto in sostituzione di un tratto di muro esistente a protezione dello svincolo della SP210, tra le pk 8+047 e la pk 8+104. Il muro esistente verrà demolito durante la fase di scavo per la costruzione della galleria GA04.

La fondazione del nuovo muro ha uno spessore pari a 0.70m mentre l'elevazione, di altezza complessiva pari a 4.00m, è rastremata per i primi 3 metri dallo spiccatto con spessore variabile tra 0.70m e 0.40m; il tratto finale, di altezza pari a 1.00m, ha spessore costante pari a 0.40m.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

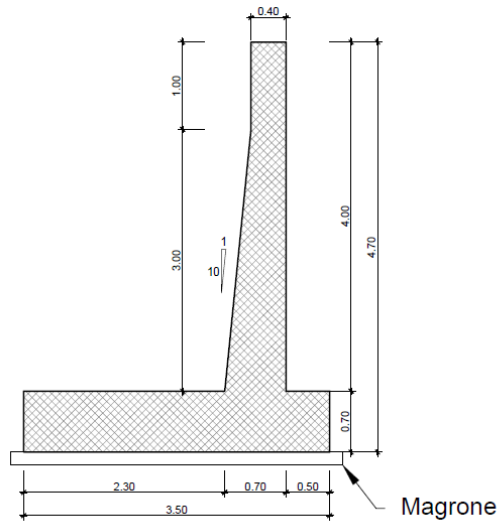


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera – MU11

A monte del muro esistente è presente una viabilità locale affiancata anch'essa da un muretto, per il quale si prevede la demolizione e la ricostruzione lungo lo stesso tratto interessato. La fondazione del nuovo muretto ha uno spessore pari a 0.60m mentre l'elevazione, di altezza complessiva pari a 2.00m, è rastremata per il primo metro dallo spiccato con spessore variabile tra 0.50m e 0.40m; il tratto finale, di altezza pari a 1.00m, ha spessore costante pari a 0.40m.

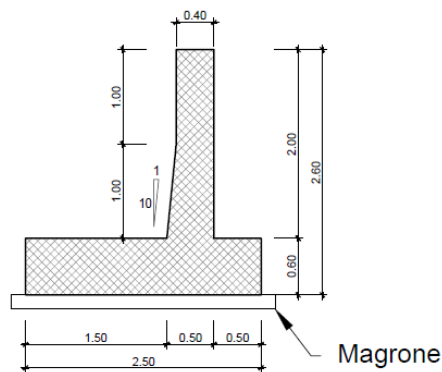


Fig. 2 – Sezione trasversale dell'opera

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00D29	CL	MU1100001	A	8 di 78

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- [N.1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N.2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N.3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N.4] RFI DTC SICS MA IFS 001 E – Revisione E del Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.5] RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.6] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [N.7] Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [N.8] Delibera della giunta regionale Regione Lazio n.793 del 5 novembre 2020.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00D29	CL	MU1100001	A	9 di 78

3 MATERIALI

Il calcestruzzo adottato corrisponde alla Classe C32/40, mentre l'acciaio in barre ad aderenza migliorata corrisponde alla classe B450C. Di seguito vengono elencate le specifiche.

3.1 Calcestruzzo magrone

Conglomerato classe di resistenza C12/15 – Rck 15MPa

Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 15 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 12 N/mm ²
Classe di esposizione:	X0

3.2 Calcestruzzo


Conglomerato classe di resistenza C32/40 – Rck 40MPa

Conforme alla UNI EN 206-1

Classe di esposizione	XC4, XS1
Rck (UNI EN 206-2016)	≥ 37 MPa
Classe di resistenza	C32/40
Tipo cemento	CEM III-V
Dimensione max aggregati	25 mm
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	50 mm

3.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

3.4 Verifica S.L.E.

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

3.4.1 Verifiche alle tensioni

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 a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "RFI DTC SI PS MA IFS 001 E Manuale di Progettazione Delle Opere Civili Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture" che ne risulta l'aggiornamento (Vedi cap. 2.5 manuale), ovvero:

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 $0,75 f_{yk}$

3.4.2 Verifiche a fessurazione

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 [NTC – Tabella 4.1.IV]

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Tabella 1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w ₂	ap. fessure	≤w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁

Tabella 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

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 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:

$$- \text{ Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata 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.




 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE						
	Relazione di calcolo muri – MU11		COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A


4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica.

Si riportano di seguito i terreni su cui poggiano i muri di sostegno lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati.

Tabella 2 – Caratteristiche geotecniche delle unità stratigrafiche del sito

Unità Geotecnica		γ	φ'	c'	C_u	GSI	σ_{ci}	m_i	E_{op}	k
		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
	TC	19.0	28-30	0-5	-	-	-	-	10	-
	CAL	Calt	20.0	35-37	0-10	-	-	-	50	1E-03 ÷ 1E-05
	LA		19.0	24-28	10-20	20-50	-	-	-	5-15
	C1a *	24.0	43	40	-	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1b *	24.0	41	20	-	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1c*	24.0	43	50	-	35	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1d*	24.0	43	70	-	40	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C2a*	24.0	43	80	-	30	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
	C2b*	24.0	43	100	-	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
	C2c*	24.0	43	130	-	40	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
*C1c e C2c da pk 0 a 2+250, C1a e C2b da pk 2+250 a 5+850, *C1b e C2a da pk 5+850 a 8+100 e C1d e C2c da pk 8+100 a fine intervento;										
γ = peso specifico; c' = coesione m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta; k = permeabilità.										
φ' =angolo d'attrito GSI = Geological Strength Index; E= modulo di rigidezza;										

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	13 di 78	

4.1 Terreno di rinterro e di fondazione

Per il materiale di riempimento a tergo del muro, si prevede la messa in opera di calcare frantumato per il quale si assumono i seguenti parametri:

- peso volume, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito, $\varphi' = 33^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$.

La falda idrica non interferisce con l'opera in esame ed è considerata a 30 m dal p.c.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	14 di 78	

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe IV a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 2.0$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 150$ **anni**


5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo E

Si ottiene per il sito in esame:

Zona Sismica	Opera	Punto di riferimento	Coordinate		V_R	SLV	F0	Tc*
			Lat.	Lon.		ag/g		
A2	MU11	P2	41.153669	16.24909	150	0.123	2.662	0.538

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Zona Sismica	Progressiva		Punto di riferimento	Coordinate		Tipo Suolo	ag/g	F0	Tc*	ST	SS	ag _{max} /g
	Pk inizio	Pk fine		Lat.	Lon.							
A2	8+067		P2	41.153669	16.24909	E	0.123	2.662	0.538	1	1.600	0.197

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00D29	CL	MU1100001	A	16 di 78

6 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente capitolo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente.

6.1 Verifiche geotecniche (SLU) in condizioni statiche

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno su fondazione diretta si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.


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 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio del software “Progetti e Calcoli di geotecnica con excel –Vol 1. - M. Mancina”.

Muri a mensola

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga (vedere, così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 E).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	17 di 78	

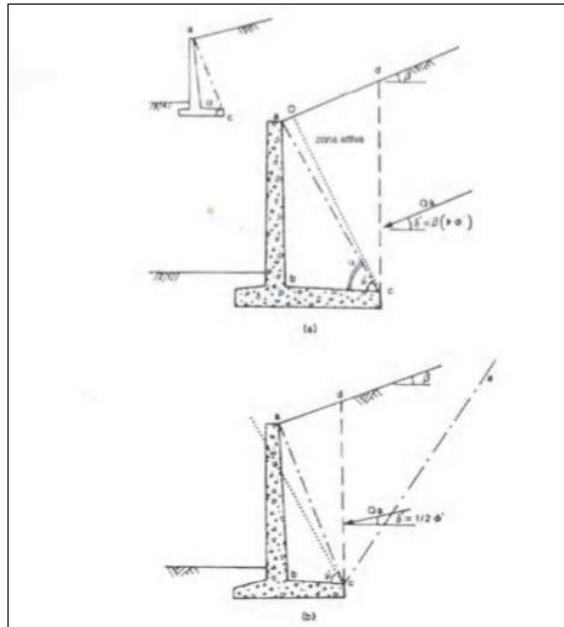


Fig. 3 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (a) e suola corta (b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si potrà assumere $\delta = \varphi'$.

Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:

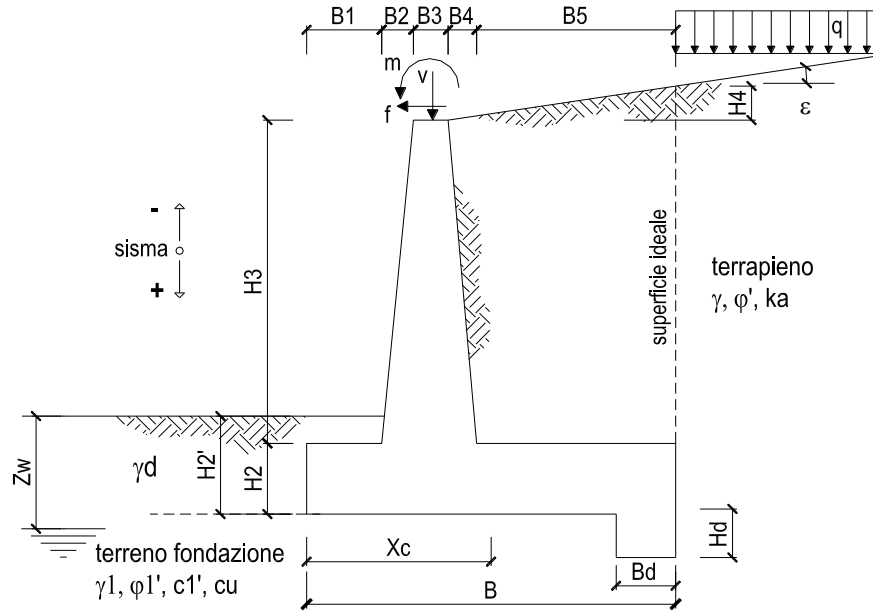


Fig. 4 – Caratteristiche geometriche del muro.

6.1.1 Verifica a Scorrimento

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

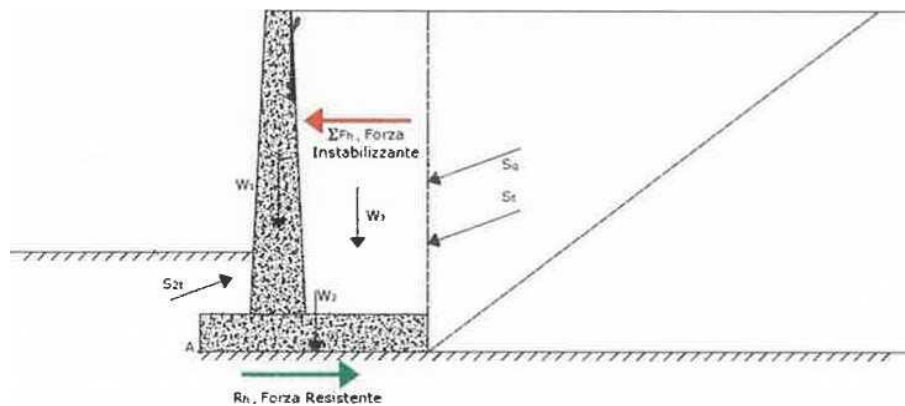



Fig. 5 – Verifica a scorrimento.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

6.1.2 Verifica a Ribaltamento

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

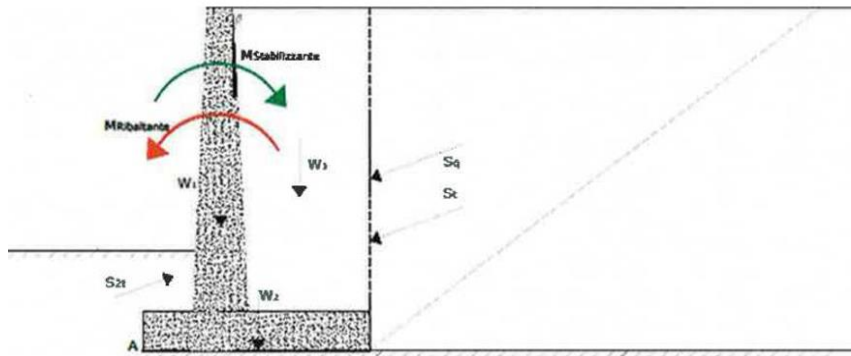


Fig. 6 – Verifica a Ribaltamento.

6.1.3 Verifica a carico limite della fondazione

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B^* N_{s\gamma} d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

in cui:

- q rappresenta il carico laterale, pari a $q = \gamma D$
- B^* rappresenta la larghezza equivalente della fondazione
- N sono i coefficienti di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno
- i sono i coefficienti di inclinazione del carico
- s sono i coefficienti di forma della fondazione
- d sono i coefficienti di profondità
- g sono i coefficienti di inclinazione del piano campagna
- b sono i coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

La larghezza equivalente della fondazione è data dalle seguenti espressioni, in cui N e M rappresentano lo sforzo normale e il momento agenti all’estradosso della fondazione:

- $B^* = B - 2e$
- $e = M/N$.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del carico limite viene valutato come:

$$FS = q_{lim} / q_{es}$$

con $q_{es} = N / (B^* \cdot L')$ la pressione dovuta al carico verticale e B' ed L' rappresentano le dimensioni della fondazione ridotte in funzione della eccentricità del carico.

6.1.4 Verifica a stabilità globale

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell’ambito dei metodi all’equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l’equilibrio limite di ciascun concio.

6.2 Verifiche Geotecniche (SLE) in condizioni statiche

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell’effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell’effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D “Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h” e relativi allegati.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	21 di 78	

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

6.2.1 Calcolo dei cedimenti (SLE)

Per quanto riguarda la valutazione dei cedimenti, è stata impiegata la teoria dell'elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. In tal modo il cedimento immediato è dovuto ad una distorsione del terreno sottostante il carico, che si deforma e cambia forma a volume costante.

La soluzione più largamente usata è quella di Jambu et al. (1956):

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B/E$$

dove:

- B = larghezza caratteristica della fondazione
- q_m = carico unitario medio;
- E = modulo di deformazione impiegato nel calcolo dei cedimenti = $E_0 / 10$
- μ_0 e μ_1 = coefficienti correttivi di forma, dipendenti dalla geometria del problema e dallo spessore dello strato compressibile (abachi di Christian e Carrier, 1964).

6.3 Verifiche (SLV) in condizioni sismiche

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante il metodo pseudo-statico.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	22 di 78	

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

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

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = \begin{cases} 0.38 & \text{per le verifiche SLV a scorrimento, carico limite e stabilità globale;} \\ 0.57 & \text{per le verifiche SLV a ribaltamento} \end{cases}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Con riferimento alle NTC18, nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

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

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.


La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

- ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;
- ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;
- δ = angolo di attrito terrapieno – muro;
- θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	24 di 78	

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

6.4 Verifica degli spostamenti (SLD) in condizioni sismiche

Con riferimento alle condizioni di esercizio dovranno essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Lo spostamento orizzontale massimo ammissibile in testa ad opere di sostegno di contenimento della sede ferroviaria potrà essere assunto, in condizioni sismiche, al più pari a 2 cm.

Lo spostamento allo SLD potrà essere determinato con analisi dinamiche avanzate o con i metodi degli spostamenti. Nel caso particolare di muri di sostegno gli spostamenti permanenti potranno, in via semplificata, essere determinati con la seguente relazione:

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot e^{A(a_c / a_{max})}$$

dove:

S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (§ 3.2.3.2 NTC2018);

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (§ 7.11.6.2.1 NTC2018);

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

a_c è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto del quale l'opera non subisce spostamenti;

A, B sono coefficienti raccolti nella seguente tabella in funzione di a_{max} e della categoria di sottosuolo (Rampello et al., 2008).


L'accelerazione critica a_c potrà essere determinata imponendo che, nella verifica allo scorrimento - effettuata prendendo a riferimento i valori caratteristici di azioni e resistenze (coefficienti γ_F e γ_M pari ad 1) - il rapporto R_d/E_d sia pari a 1.

Il calcolo degli spostamenti con l'eq. di Rampello va eseguito ipotizzando un valore di a_{max} non ridotto per il coefficiente β . Il coefficiente β fornito da normativa può essere utilizzato solo nelle verifiche pseudo statiche. (rif. Rampello, Sebastiano, Luigi Callisto, and Luca Masini. "Spinta delle terre sulle strutture di sostegno." Atti delle XXIII Conferenze Geotecniche di Torino (2011))

Tabella 3: Coefficienti A e B da utilizzare per la valutazione degli spostamenti dei muri di sostegno nelle verifiche SLE

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
a_{max}/g						
0.3 – 0.4	-7.5	1.21	-7.9	1.06	-7.4	0.56
0.2 – 0.3	-7.42	1.28	-7.79	1.11	-7.54	0.58
0.1 – 0.2	-7.48	0.65	-7.86	0.73	-8.05	0.86
≤ 0.1	-7.87	0.28	-7.86	0.3	-8.07	0.44

In condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare tanto nelle verifiche agli stati limite ultimi che di esercizio, dovrà essere posto pari a 0.2 come da MdP §3.8.1.3.4.3.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 26 di 78	

7 ANALISI DEI CARICHI

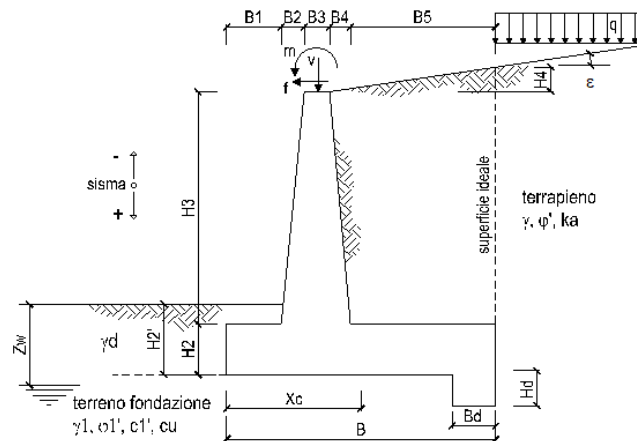
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

7.1 Carichi Permanenti

7.1.1 Pesi propri

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:




Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.30	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

Fig. 7 – Caratteristiche geometriche muro di sostegno MU11.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

7.1.2 Spinta del terreno

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .

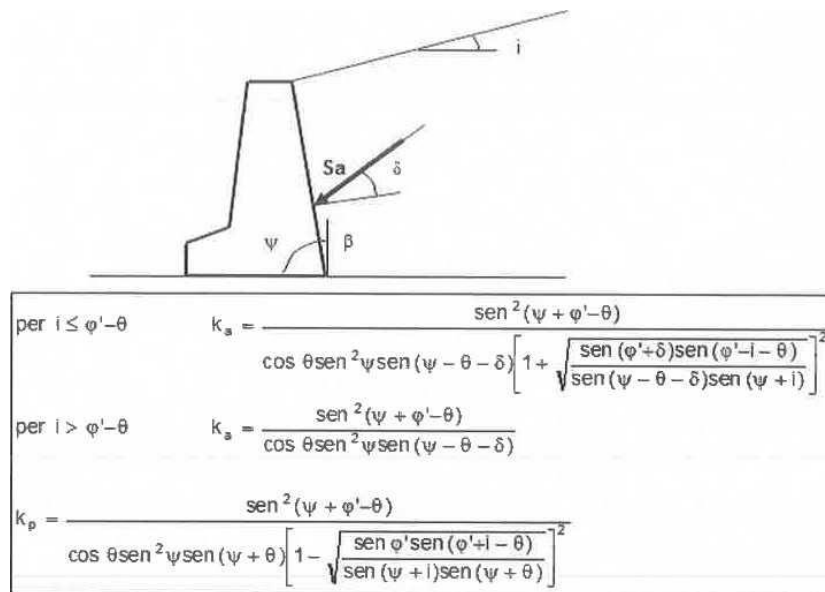


Fig. 8 – Coefficienti di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si assumerà $\delta = \varphi'$.

7.2 Carichi Variabili

7.2.1 Sovraccarichi accidentali a tergo

Si considera un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m² a simulare i carichi accidentali a tergo dei muri.


	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	28 di 78	

7.3 Urto da traffico Veicolare

Tra le azioni eccezionali da considerare per il dimensionamento delle opere in oggetto, risulta opportuno valutare la forza associata al possibile urto da traffico veicolare sul muro ad L previsto lungo la viabilità locale.

In particolare, si fa riferimento alla presenza di veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3.5 t, su aree di parcheggio e autorimesse. Pertanto, considerando che il muro si sviluppa parallelamente alla strada e che quindi l'urto può avvenire solo in direzione ortogonale alla direzione di marcia normale, nel caso in esame si ha $F_{d,y} = 0.5 * F_{d,x} = 0.5 * 150 \text{ kN} = 75 \text{ kN}$ (paragrafo 3.6.3.3 delle NTC18). Tale forza deve essere applicata ad un'altezza di 1.25 m al di sopra della superficie di marcia considerando un'area di applicazione pari a 0.5 m in altezza e, in larghezza, il valore più piccolo tra 1.50 m e la larghezza della membratura. Nel caso in esame, a vantaggio di sicurezza, si considera una larghezza di 1.50 m. Per facilità di input del programma di calcolo si considera una forza in sommità al muro pari a:

$q = 75 \text{ kN} / 1.50 * 1.25/1.50 = 41.6 \text{ kN/m}$. forza in sommità al muro per la sola viabilità locale.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 29 di 78	

7.4 Criteri per la valutazione della diffusione del carico

Ai fini della valutazione del carico indotto sulle strutture di sostegno, in via semplificata possono considerarsi gli schemi di seguito riportati:

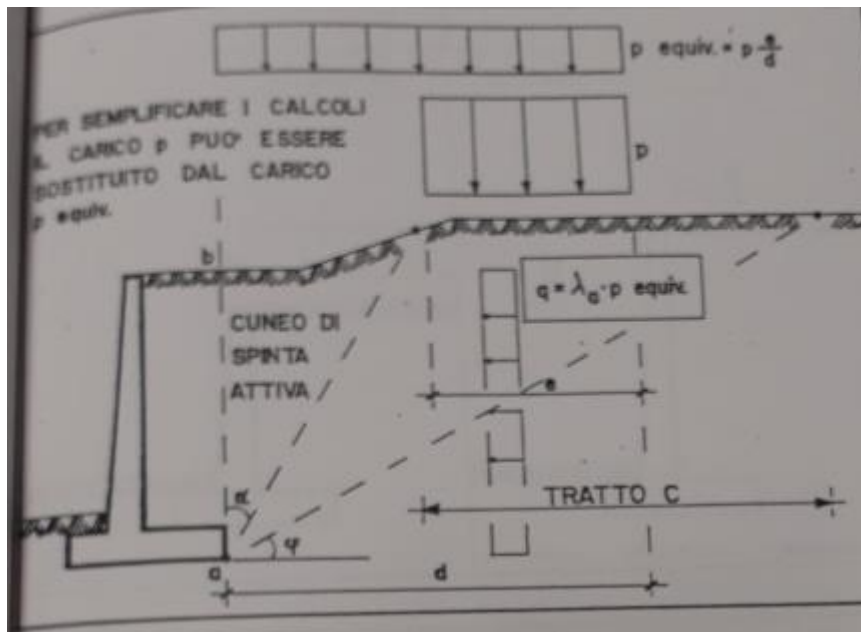


Fig. 9 – Diffusione del carico – Caso A1.

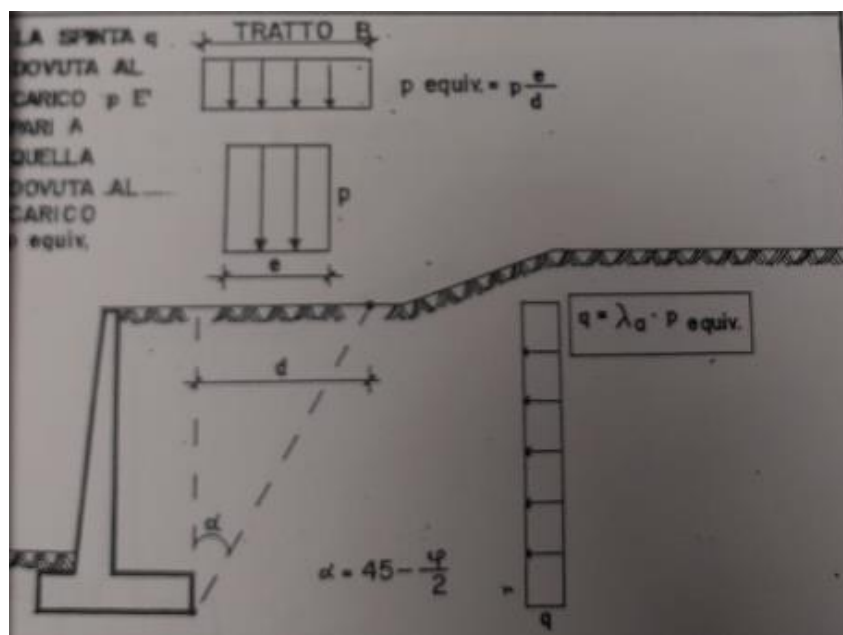



Fig. 10 – Diffusione del carico – Caso A2.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 30 di 78	

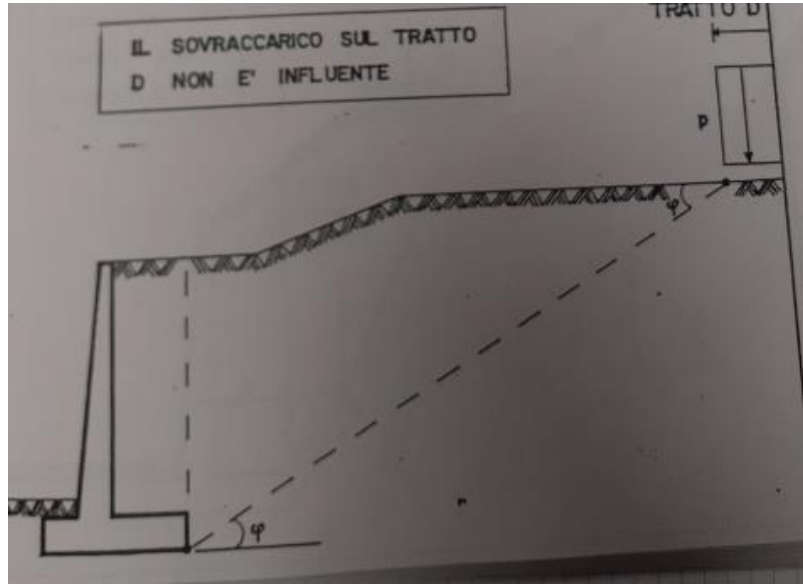


Fig. 11 – Diffusione del carico – Caso B.


È necessario valutare se il carico si trova compreso all'interno della scarpata individuata dall'angolo di resistenza al taglio (scarpata di natural declivio).

Qualora si ricada nel caso A (carico compreso all'interno della scarpata di natural declivio) potrà essere applicato un sovraccarico equivalente pari a:

$$p_{eq} = p \cdot \frac{e}{d}$$

Dove e rappresenta la lunghezza d'impronta del carico e d rappresenta la distanza tra il punto più esterno della fondazione del muro e il punto estremo del carico applicato.

Qualora si ricada nel caso B (carico esterno alla scarpata con angolo di natural declivio), non si hanno effetti dovuti alla presenza del sovraccarico.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

7.5 Criteri per la valutazione della pendenza equivalente

Qualora a tergo del muro la pendenza non risulta costante (pendio indefinito) è possibile ricorrere alla semplificazione mostrata in figura.

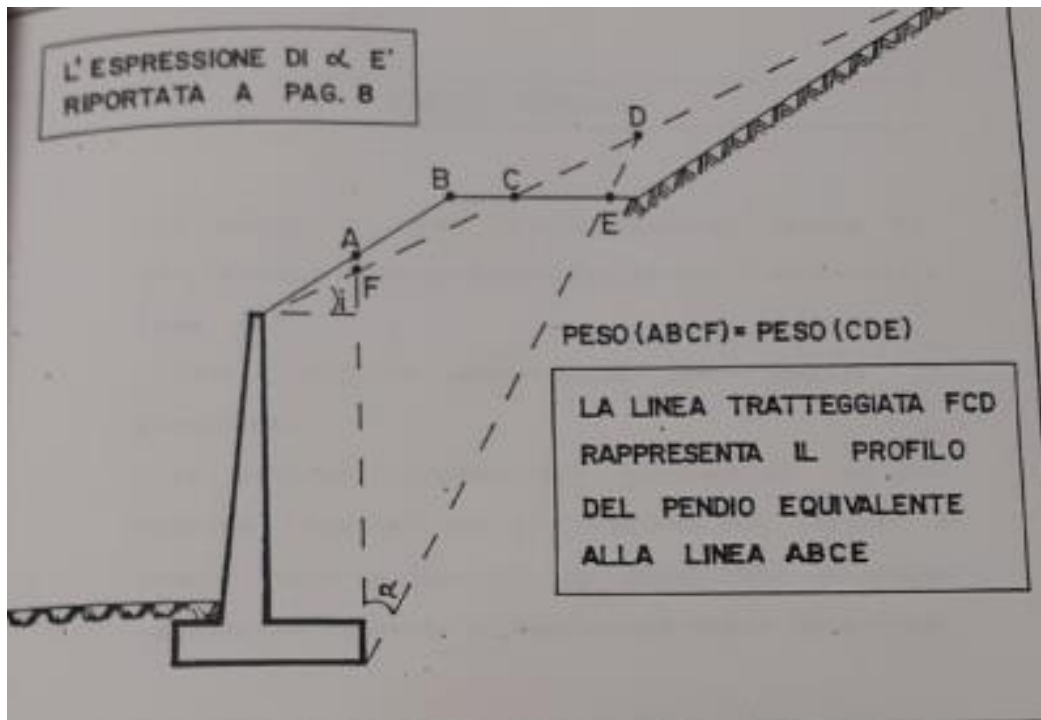



Fig. 12 – Pendenza equivalente del p.c a monte.

È possibile calcolare il muro con una pendenza equivalente affinché l'area del cuneo di spinta attiva valutato con le reali pendenze sia equivalente al medesimo valutato con la pendenza equivalente.

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	32 di 78	

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.


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:

SLU di tipo geotecnico (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.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Per la progettazione geotecnica delle infrastrutture ferroviarie sottobinario (ponti, viadotti, sottovia ferroviari, opere di sostegno), la tabella 6.2.I delle NTC 2018, relativa ai coefficienti parziali γ_F per le azioni, deve essere sostituita, tutte le volte che viene richiamata, dalla tabella 5.2.V contenuta nelle stesse norme.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tabella 4: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Tabella 5: 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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Tabella 6: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei 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	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 7: Coefficienti parziali per le verifiche do sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella seguente tabella.

Tabella 8: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli 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

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

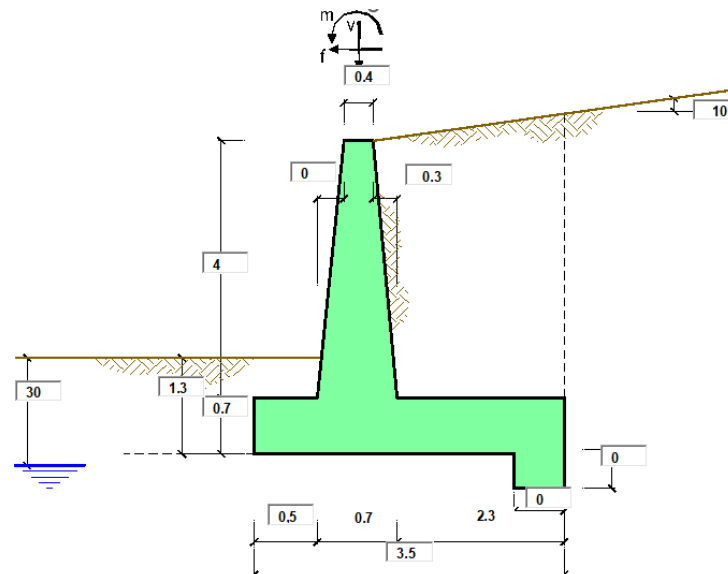
In condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare tanto nelle verifiche agli stati limite ultimi che di esercizio, dovrà essere posto pari a 0.2 come da MdP §3.8.1.3.4.3.

9 PROGETTO E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO MU11

La fondazione del nuovo muro ha uno spessore pari a 0.70m mentre l'elevazione, di altezza complessiva pari a 4.00m, è rastremata per i primi 3 metri dallo spiccatato con spessore variabile tra 0.70m e 0.40m; il tratto finale, di altezza pari a 1.00m, ha spessore costante pari a 0.40m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di muro avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

9.1 Dati di input



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.30	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

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

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	36 di 78

					<i>valori di progetto</i>	
		<i>valori caratteristici SLE</i>			STR/GEO	EQU
<i>Dati Geotecnici</i>						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	22.00	22.00	22.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	22.00	22.00	22.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	22.00	22.00	22.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	50000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.123	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.6	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	β_s	0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.074784	(-)	kh	0.112176
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0374	(-)	kv	0.056088
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				

		SLE		STR/GEO		EQU/RIB.	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.328	0.328	0.328	0.328	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.380	0.380	0.409	0.409	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.385	0.385	0.420	0.420	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392	3.392	3.392	3.392	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.257	3.257	3.191	3.191	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.246	3.246	3.166	3.166	

					<i>valori di progetto</i>	
		<i>valori caratteristici SLE - sisma</i>			STR/GEO	EQU
<i>Carichi Agenti</i>						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00	1.00	1.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	30.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	37 di 78

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40	(MPa)	
Ec	33346	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	17.6	Mpa
σ_f	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	18.13	Mpa
σ_f	450	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C		
fyk =	450	(MPa)	
γ_s =	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	391.30	(MPa)	
Es =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	38 di 78

9.2 Calcolo delle Azioni

9.2.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	15.00	15.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	61.25	61.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	116.25	116.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	202.40	202.40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	13.11	13.11
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	13.20	13.20
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	228.71	228.71
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	52	78
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	10.4	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	28.00	28.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	15.00	15.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	107.19	107.19
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	150.19	150.19
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	475.64	475.64
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	34.53	34.53
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	14.52	14.52
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	524.69	524.69
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	114.4	171.6
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	22.88	

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	39 di 78

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	8.69
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	4.35

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	17.10
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	8.55

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	8.08
MPs3 h=	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	2.28
MPs4 h=	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	1.60
MPs5 h=	$-k_h \cdot P_{m5} \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	11.96

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)


MPs1 v=	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1.05
MPs3 v=	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.56
MPs4 v=	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	4.01
MPs5 v=	$k_v \cdot P_{m5} \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	5.62

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$k_h \cdot P_{t1} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	40.87
MPts2 h=	$k_h \cdot P_{t2} \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	7.50
MPts3 h=	$k_h \cdot P_{t3} \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	3.32
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	51.70

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)


MPts1 v=	$k_v \cdot P_{t1} \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	17.79
MPts2 v=	$k_v \cdot P_{t2} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.34
MPts3 v=	$k_v \cdot P_{t3} \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.67
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	19.79

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

9.2.2 Spinta in condizioni statiche

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	95.95	124.73	124.73
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	33.82	50.73	50.73
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	95.95	124.73	124.73
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	33.82	50.73	50.73
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	164.98	214.47	214.47
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	87.22	130.83	130.83
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE					
Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.70	0.70	0.70


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 41 di 78

9.2.3 Spinta in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	95.95	95.95	95.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	19.55	19.55	28.13
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	7.85	7.85	8.43
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	95.95	95.95	95.95
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	19.55	19.55	28.13
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	7.85	7.85	8.43
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +h _d)/3-h _d)	(kNm/m)	164.98	164.98	164.98
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	33.61	33.61	48.37
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	20.24	20.24	21.75
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B ₁ + B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		0.70


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 42 di 78

9.2.4 Spinte in condizione sismica –

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	95.95	95.95	95.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	12.48	12.48	22.31
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	7.94	7.94	8.66
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	95.95	95.95	95.95
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.48	12.48	22.31
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.94	7.94	8.66
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica -				
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	164.98	164.98	164.98
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	21.46	21.46	38.37
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	20.48	20.48	22.34
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0.70

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

9.3 Verifiche Geotecniche

9.3.1 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)


Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	345.96	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	175.46	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.65	(-)		
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.28	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	675.57	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	345.30	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	M_s / M_r	1.96	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	345.96	345.96	423.96	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	175.46	175.46	175.46	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	330.27	330.27	501.87	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	275.16	275.16	240.06	(kNm/m)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00			(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	22.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.60			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.80	0.57		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.91	2.37		(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	38.64			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19			(-)


I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.24	0.34		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.21	0.21		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \phi'))^{m+1}$		0.12	0.12		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	269.73	344.85		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.49	>	1.4
		N_{max}	1.93	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

9.3.2 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite

Condizione sisma +


VERIFICA ALLO SCORRIMENTO


Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	358.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	149.14	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0.65	(-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.56	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)				
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	675.57	(kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)				
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	273.34	(kNm/m)
Fr	=	M_s / M_r	2.47	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max} 	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	358.86	369.26 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	149.14	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	418.50	441.38 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	209.51	204.83 (kNm/m)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	22.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.58	0.55	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.33	2.39	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)


I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.34	0.36	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.32	0.33	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.20	0.20	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	435.06	449.87	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.83	>	1.2
		N_{max}	2.91	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Condizione sisma -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO


Risultante forze verticali (N)					
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		333.06	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		142.16	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)					
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.65	(-)		
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$		1.52	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		675.57	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)					
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		314.74	(kNm/m)		
$F_r = M_s / M_r$		2.15	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax		
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		333.06	343.46	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		142.16		(kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
$MM = \Sigma M$		379.59	402.47	(kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
$M = X_c \cdot N - MM$		203.27	198.59	(kNm/m)	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	22.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.61	0.58	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.28	2.34	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)


I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.33	0.34	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.30	0.32	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.19	0.19	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	411.27	427.13	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.81	>	1.2
		N_{max}	2.91	>	

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 49 di 78	

9.3.3 Verifica di Stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla strada SP210.

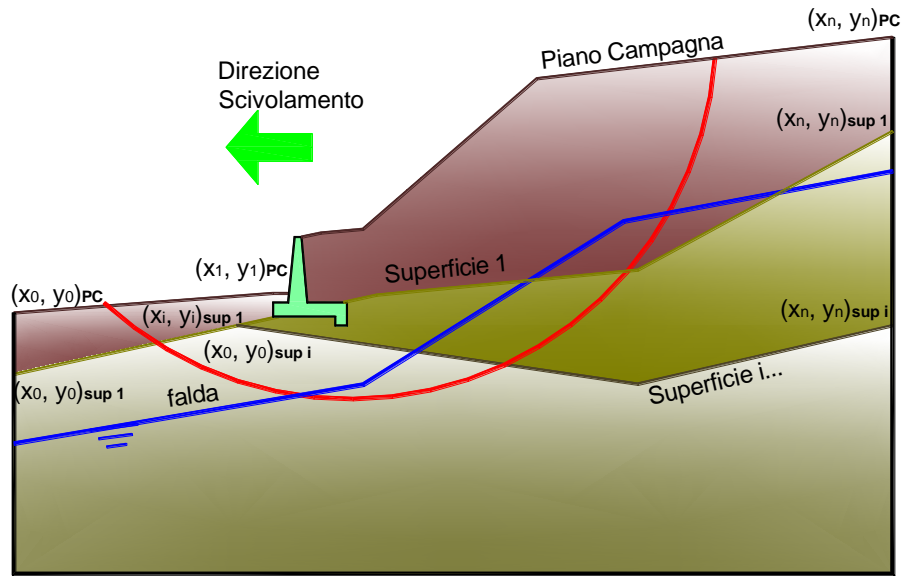


Fig. 13 – Schema tipo dati di input

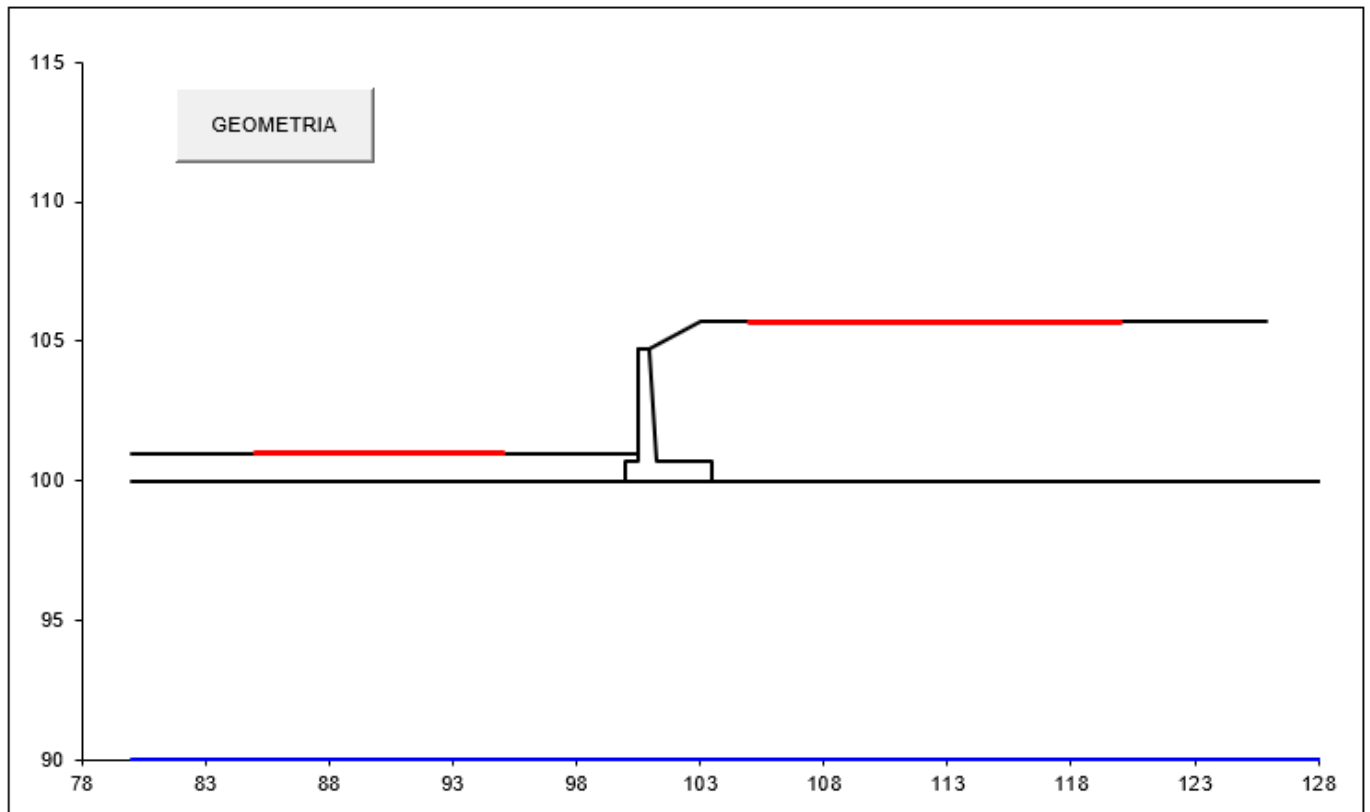
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	22	27.45	0	Rinterro
materiale 2	22	27.45	0	Rinterro
materiale 3				
materiale 4				

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	50 di 78


azioni sismiche a_g/g 0.123 (-) S_s 1.6 k_h 0.0472 (-)
 β_s 0.24 S_T 1 k_v 0.0236 (-)
 x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	100.900	104.700	0	80.000	100.000	0		
1	80.000	101.000	1	103.000	105.700	1	129.000	100.000	1		
2			2	125.900	105.700	2			2		

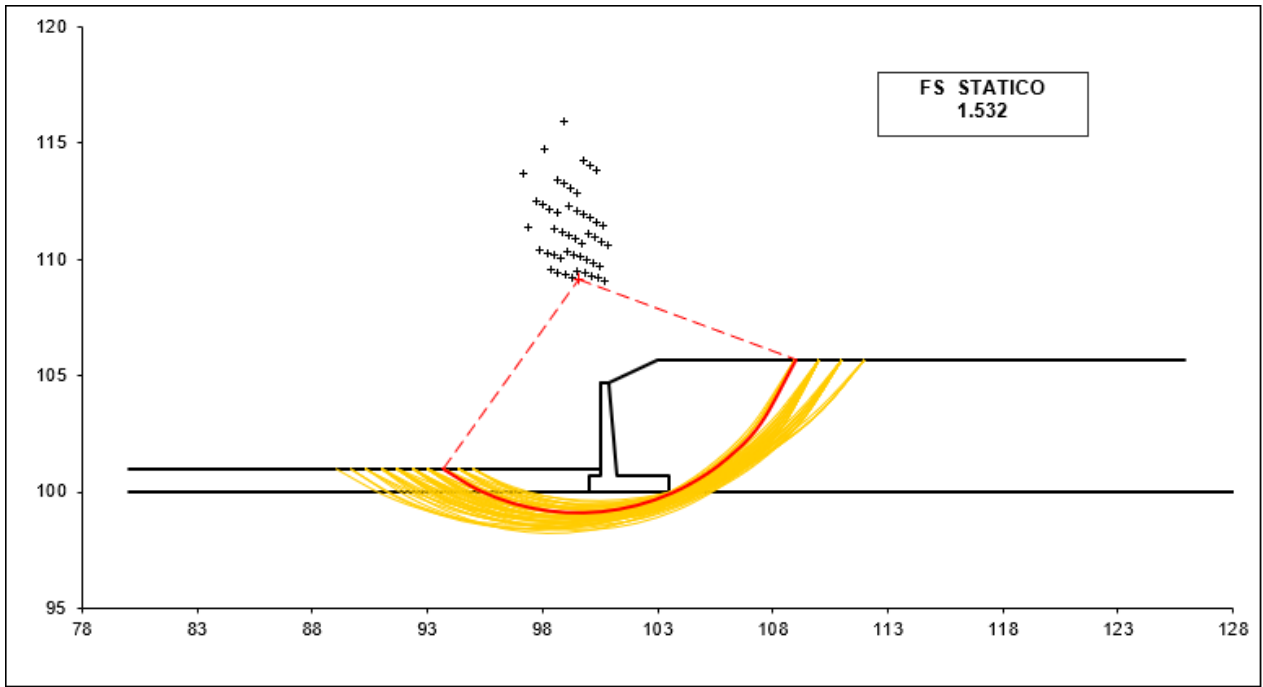


#strisce
30

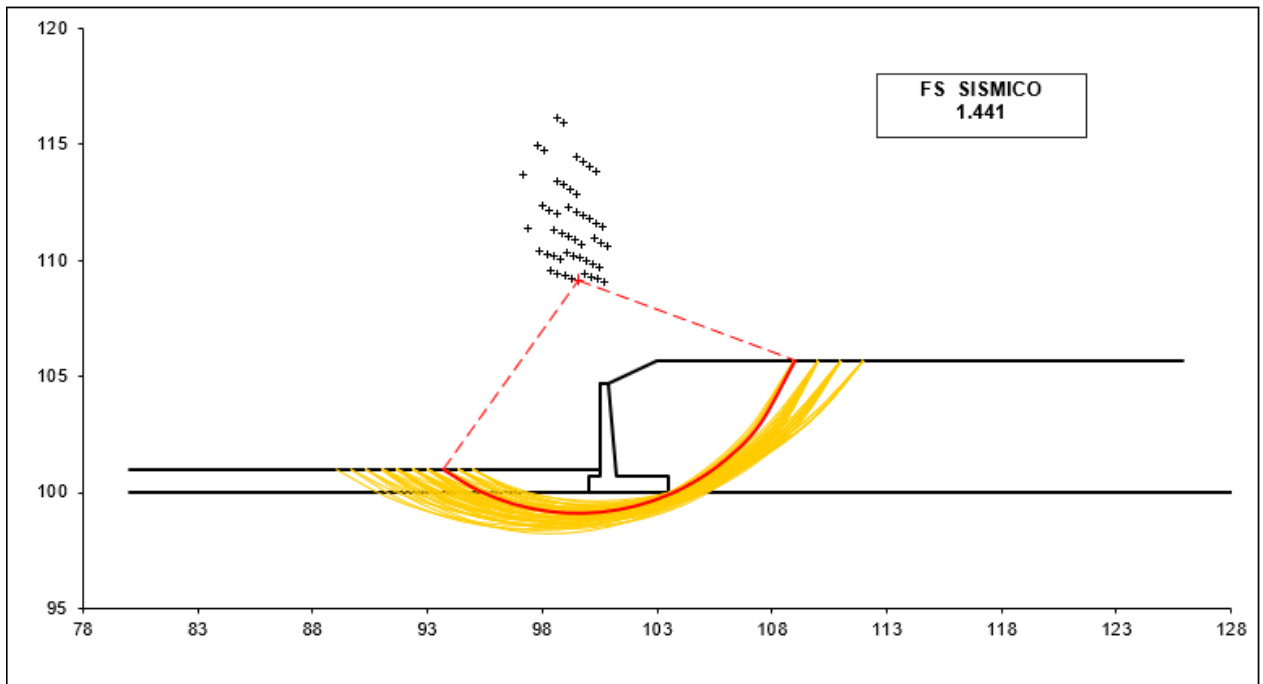
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1503	STATICO	1.532
	SISMICO	1.441

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	52 di 78

9.4 Verifiche strutturali

9.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

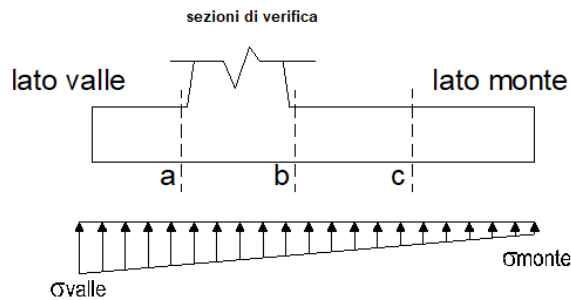
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	345.96	275.16	241.60	0.00
	423.96	240.06	238.71	3.55
sisma+	358.86	209.51	205.15	0.00
	369.26	204.83	205.83	5.18
sisma-	333.06	203.27	194.82	0.00
	343.46	198.59	195.40	0.87



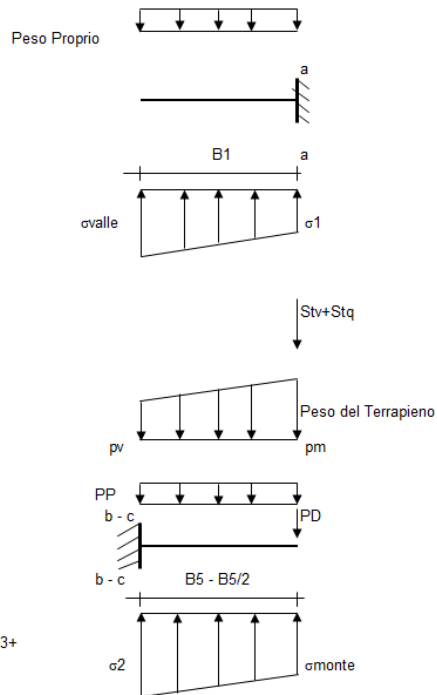
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	241.60	199.42	26.25	101.50
	238.71	205.12	26.25	102.21
sisma+	205.15	175.83	22.15	93.50
	205.83	177.16	22.35	93.84
sisma-	194.82	166.33	21.06	88.33
	195.40	167.61	21.08	88.62



Mensola Lato Monte

PP = 17.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	98.09	128.09	102.09	(kN/m ²)
pvb	89.16	119.16	93.16	(kN/m ²)
pvc	93.62	123.62	97.62	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + S_p \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + S_p \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	$\sigma_2 b$ [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	$\sigma_2 c$ [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	0.00	140.37	-233.09	-138.81	43.36	-73.54	-119.99
	3.55	158.09	-231.57	-138.71	80.82	-75.91	-117.12
sisma+	0.00	134.78	-190.31	-110.24	67.35	-63.46	-96.56
	5.18	137.03	-190.02	-111.14	71.11	-63.06	-96.14
sisma-	0.00	126.45	-182.94	-105.73	60.92	-61.02	-92.92
	0.87	128.70	-181.91	-105.88	64.78	-60.51	-92.16

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	53 di 78

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h / 2 \quad \text{o} \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m \cdot f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

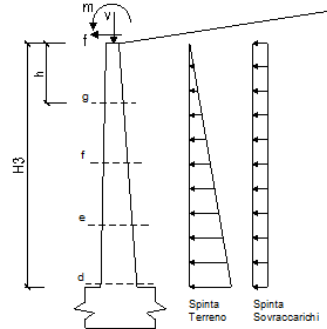
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	100.00	78.67	0.00	178.67	1.00	55.00	56.00
e-e	3.00	42.19	44.25	0.00	86.44	1.00	38.44	39.44
f-f	2.00	12.50	19.67	0.00	32.17	1.00	23.75	24.75
g-g	1.00	1.56	4.92	0.00	6.48	1.00	10.94	11.94

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	75.00	39.33	0.00	114.33
e-e	3.00	42.19	29.50	0.00	71.69
f-f	2.00	18.75	19.67	0.00	38.42
g-g	1.00	4.69	9.83	0.00	14.52

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	76.92	15.67	12.17	0.00	7.48	112.24	1.00	57.06	58.06
e-e	3.00	32.45	6.61	6.85	0.00	4.00	49.90	1.00	39.87	40.87
f-f	2.00	9.62	1.96	3.04	0.00	1.68	16.30	1.00	24.64	25.64
g-g	1.00	1.20	0.24	0.76	0.00	0.40	2.60	1.00	11.35	12.35

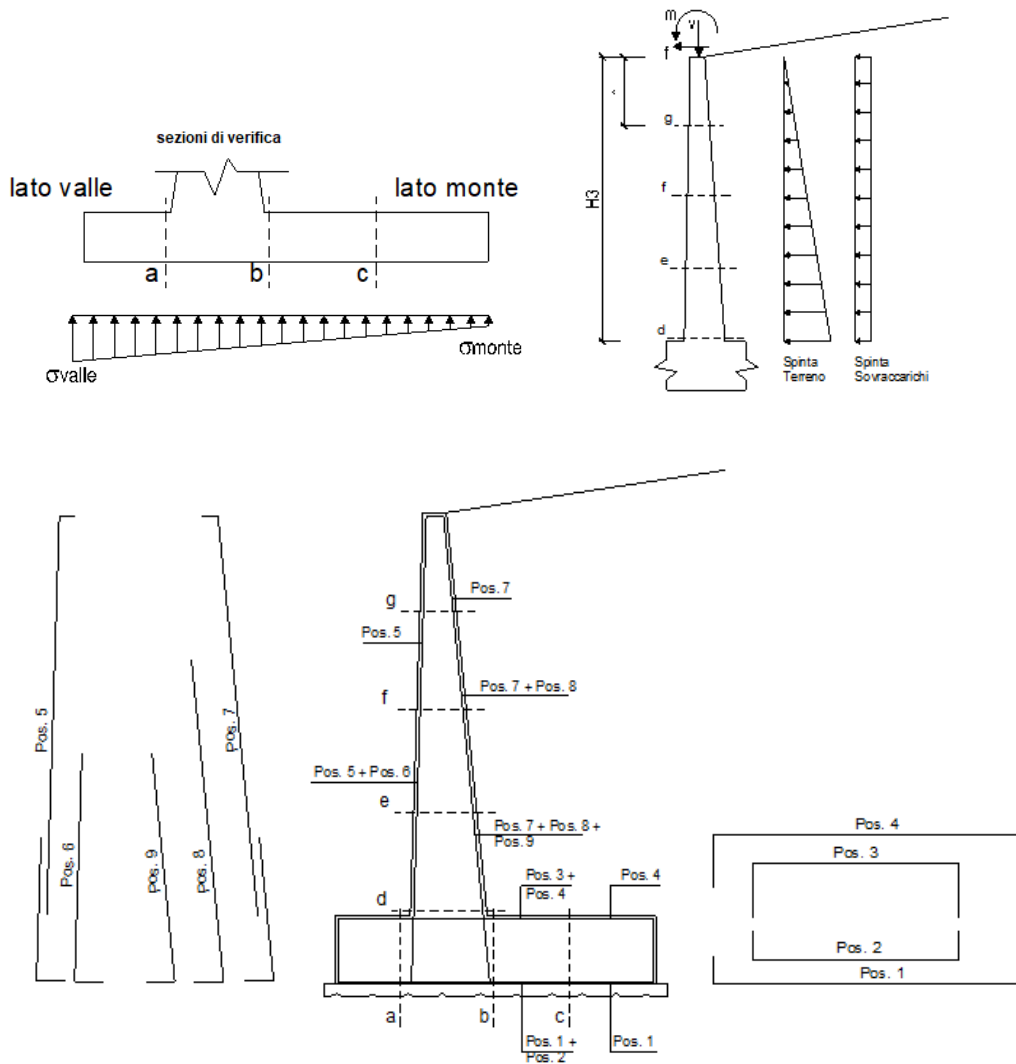
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	57.69	11.75	6.09	0.00	4.11	79.64
e-e	3.00	32.45	6.61	4.56	0.00	2.87	46.50
f-f	2.00	14.42	2.94	3.04	0.00	1.78	22.18
g-g	1.00	3.61	0.73	1.52	0.00	0.82	6.68

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	76.92	10.01	12.31	0.00	7.48	106.72	1.00	52.94	53.94
e-e	3.00	32.45	4.22	6.93	0.00	4.00	47.60	1.00	37.00	38.00
f-f	2.00	9.62	1.25	3.08	0.00	1.68	15.63	1.00	22.86	23.86
g-g	1.00	1.20	0.16	0.77	0.00	0.40	2.53	1.00	10.53	11.53

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	57.69	7.50	6.16	0.00	4.11	75.47
e-e	3.00	32.45	4.22	4.62	0.00	2.87	44.16
f-f	2.00	14.42	1.88	3.08	0.00	1.78	21.15
g-g	1.00	3.61	0.47	1.54	0.00	0.82	6.43

9.4.2 Verifiche SLU



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0	16	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	10.0	16	
4	10.0	16		8	0.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

L'armatura di ripartizione è stata assunta pari a 12/20 sia per il paramento verticale che per la fondazione.

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	55 di 78

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	26.25	0.00	0.70	10.05	20.11	253.34
b - b	-233.09	0.00	0.70	20.11	10.05	475.69
c - c	-75.91	0.00	0.70	20.11	10.05	475.69
d - d	178.67	56.00	0.70	20.11	10.05	491.77
e - e	86.44	39.44	0.63	20.11	10.05	426.53
f - f	32.17	24.75	0.55	20.11	10.05	362.93
g - g	6.48	11.94	0.48	20.11	10.05	300.75

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	102.21	0.70	243.84	0	40	40	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	138.81	0.70	256.44	0	40	40	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	119.99	0.70	256.44	0	40	40	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
d - d	114.33	0.70	264.00	8	40	40	21.8	174.26	Armatura a taglio non necessaria
e - e	71.69	0.63	246.47	8	40	40	21.8	153.51	Armatura a taglio non necessaria
f - f	38.42	0.55	228.39	8	40	40	21.8	132.77	Armatura a taglio non necessaria
g - g	14.52	0.48	209.56	8	40	40	21.8	112.02	Armatura a taglio non necessaria

9.4.3 Verifiche SLE

condizione Frequente


Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	20.81	0.00	0.70	10.05	20.11	0.52	35.29	0.069	0.200
b - b	-168.94	0.00	0.70	20.11	10.05	3.32	146.12	0.187	0.200
c - c	-56.13	0.00	0.70	20.11	10.05	1.10	48.55	0.062	0.200
d - d	129.37	56.00	0.70	20.11	10.05	2.59	98.78	0.126	0.200
e - e	61.95	39.44	0.63	20.11	10.05	1.53	51.95	0.062	0.200
f - f	22.73	24.75	0.55	20.11	10.05	0.72	20.35	0.022	0.200
g - g	4.48	11.94	0.48	20.11	10.05	0.19	3.45	0.003	0.200

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

condizione Quasi Permanente


Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	15.42	0.00	0.70	10.05	20.11	0.38	26.15	0.051	0.200
b - b	-105.45	0.00	0.70	20.11	10.05	2.07	91.20	0.117	0.200
c - c	-34.07	0.00	0.70	20.11	10.05	0.67	29.47	0.038	0.200
d - d	76.92	56.00	0.70	20.11	10.05	1.56	53.56	0.067	0.200
e - e	32.45	39.44	0.63	20.11	10.05	0.81	22.99	0.027	0.200
f - f	9.62	24.75	0.55	20.11	10.05	0.30	5.59	0.006	0.200
g - g	1.20	11.94	0.48	20.11	10.05	0.05	-0.03	0.000	0.200

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

 ITOLFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

9.4.4 *Tabella riassuntiva armature*

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo piedritto	$\varnothing 16/20$ inf $\varnothing 16/10$ sup	
paramento	nodo soletta inf	$\varnothing 16/20$ ext $\varnothing 16/10$ int	spille $8\varnothing 8$ a mq

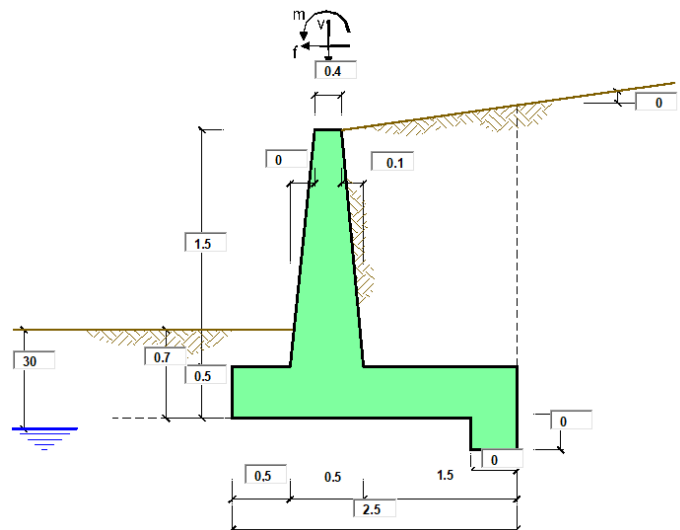
	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	57 di 78	

10 PROGETTO E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO VIABILITÀ LOCALE

La fondazione del nuovo muro ha uno spessore pari a 0.50m mentre l'elevazione, di altezza complessiva pari a 2.00m, è rastremata per il primo metro dallo spiccatato con spessore variabile tra 0.50m e 0.40m; il tratto finale, di altezza pari a 1.00m, ha spessore costante pari a 0.40m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di muro avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera. Vista la posizione del muro, le spinte del terreno vengono calcolate considerando un'altezza del muro pari a 1.5m e analizzando la verifica in condizioni eccezionali dovute all'urto veicolare.

10.1 Dati di input



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.10	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.25	(m)

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

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	58 di 78

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ	33.00		33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	22.00		22.00	22.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	33.00		33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	22.00		22.00	22.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	22.00		22.00	22.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	50000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.123	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.6	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	β_s	0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.074784	(-)	kh	0.112176
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0374	(-)	kv	0.056088
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				

		SLE		STR/GEO		EQU/RIB.	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.328	0.328	0.328	0.328	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.380	0.380	0.409		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.385	0.385	0.420		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392	3.392	3.392		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.257	3.257	3.191		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.246	3.246	3.166		

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00		1.00	1.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00		0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00		0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	41.67		41.67	41.67
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	59 di 78

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40	(MPa)	
Ec	33346	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	17.6	Mpa
σ_f	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	18.13	Mpa
σ_f	450	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C		
fyk =	450	(MPa)	
γ_s =	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	391.30	(MPa)	
Es =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	60 di 78

10.2 Calcolo delle Azioni

10.2.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.00	15.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	1.88	1.88
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	31.25	31.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	48.13	48.13
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	49.50	49.50
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	1.65	1.65
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	51.15	51.15
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	10.50	10.50
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	1.75	1.75
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	39.06	39.06
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	51.31	51.31
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	86.63	86.63
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	1.60	1.60
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	88.22	88.22
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	61 di 78

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	3.60
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	1.80

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	3.83
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.91

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	1.40
MPs3 h=	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.14
MPs4 h=	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0.58
MPs5 h=	$-k_h \cdot P_{m5} \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	2.13

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)


MPs1 v=	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.39
MPs3 v=	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.07
MPs4 v=	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.46
MPs5 v=	$k_v \cdot P_{m5} \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.92

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$k_h \cdot P_{t1} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	4.63
MPts2 h=	$k_h \cdot P_{t2} \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$k_h \cdot P_{t3} \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	0.19
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	4.81

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$k_v \cdot P_{t1} \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	3.24
MPts2 v=	$k_v \cdot P_{t2} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$k_v \cdot P_{t3} \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.06
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	3.30

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

10.2.2 Spinta in condizioni statiche urto veicoli

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	12.97	12.97	12.97
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.97	12.97	12.97
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	8.65	8.65	8.65
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE					
Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	83.33	83.33	83.33
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.70	0.70	0.70

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	63 di 78

10.2.3 Spinta in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	12.97	12.97	12.97
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.39	2.39	3.38
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.97	12.97	12.97
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.39	2.39	3.38
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	8.65	8.65	8.65
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	1.59	1.59	2.25
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.70	

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	64 di 78

10.2.4 Spinte in condizione sismica –

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
$Sst1\ stat = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	12.97	12.97	12.97
$Sst1\ sism = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	1.43	1.43	2.55
$Ssq1\ perm = qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1\ acc = qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h\ stat = Sst1\ stat \cdot \cos\delta$	(kN/m)	12.97	12.97	12.97
$Sst1h\ sism = Sst1\ sism \cdot \cos\delta$	(kN/m)	1.43	1.43	2.55
$Ssq1h\ perm = Ssq1\ perm \cdot \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1h\ acc = Ssq1\ acc \cdot \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

$Sst1v\ stat = Sst1\ stat \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Sst1v\ sism = Sst1\ sism \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1v\ perm = Ssq1\ perm \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1v\ acc = Ssq1\ acc \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------


MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
$MSst1\ stat = Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	8.65	8.65	8.65
$MSst1\ sism = Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.95	0.95	1.70
$MSst2\ stat = Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSst2\ sism = Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSsq2 = Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$Mfext1 = mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
$Mfext2 = (fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
$Mfext3 = (vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.70	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

10.3 Verifiche Geotecniche

10.3.1 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)


Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	100.28	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	54.64	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \phi_1'$	0.70	(-)		
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.29	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	140.23	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	91.98	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	M_s / M_r	1.52	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	Nmin 100.28	Nmax 100.28		(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	54.64	54.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	48.25	48.25		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	77.09	77.09		(kNm/m)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	22.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2^*$	sovraccarico stabilizzante	16.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.77	0.77	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.96	0.96	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)


I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.21	0.21	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.18	0.18	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.09	0.09	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	161.73	161.73	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.55	>	1.4
		N_{max}	1.55	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

10.3.2 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite

Condizione sisma +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO


Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	103.99	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	22.78	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0.70	(-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	3.20	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)				
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	140.23	(kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)				
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	12.61	(kNm/m)
Fr	=	M_s / M_r	11.12	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max}	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	103.99	103.99 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	22.78	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	128.28	128.28 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	1.71	1.71 (kNm/m)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B'N\gamma'i\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	22.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^*H2'$	sovraccarico stabilizzante	16.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.02	0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.47	2.47	(m)

I valori di Nc , Nq e $N\gamma$ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$Nc = (Nq - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)


I valori di ic , iq e $i\gamma$ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B^*c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.61	0.61	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.60	0.60	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	955.75	955.75	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	22.68	>	1.2
		N_{max}	22.68	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Condizione sisma -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO


Risultante forze verticali (N)					
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		96.56	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		21.82	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)					
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.70	(-)		
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$		3.10	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		140.23	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)					
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		22.51	(kNm/m)		
$F_r = M_s / M_r$		6.23	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]		
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		96.56	96.56	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		21.82		(kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
$MM = \Sigma M$		118.47	118.47	(kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
$M = X_c \cdot N - MM$		2.23	2.23	(kNm/m)	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B^*N\gamma'i\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	22.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^*H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.02	0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.45	2.45	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)


I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.59	0.59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.46	0.46	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	930.28	930.28	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	23.64	>	1.2
		N_{max}	23.64	>	

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A	FOGLIO 71 di 78	

10.3.3 Verifica di Stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla strada SP210.

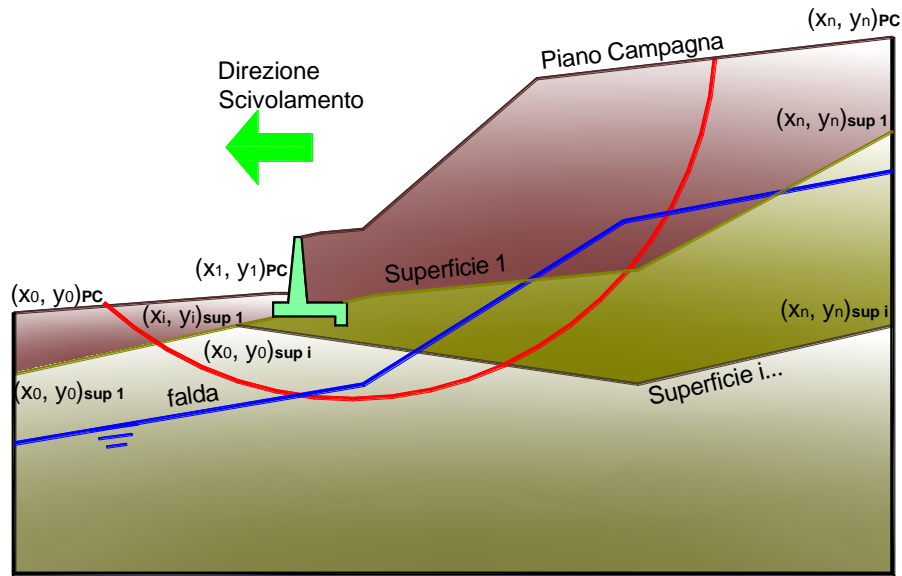


Fig. 14 – Schema tipo dati di input

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	22	27.45	0	Rinterro
materiale 2	22	27.45	0	Rinterro
materiale 3				
materiale 4				

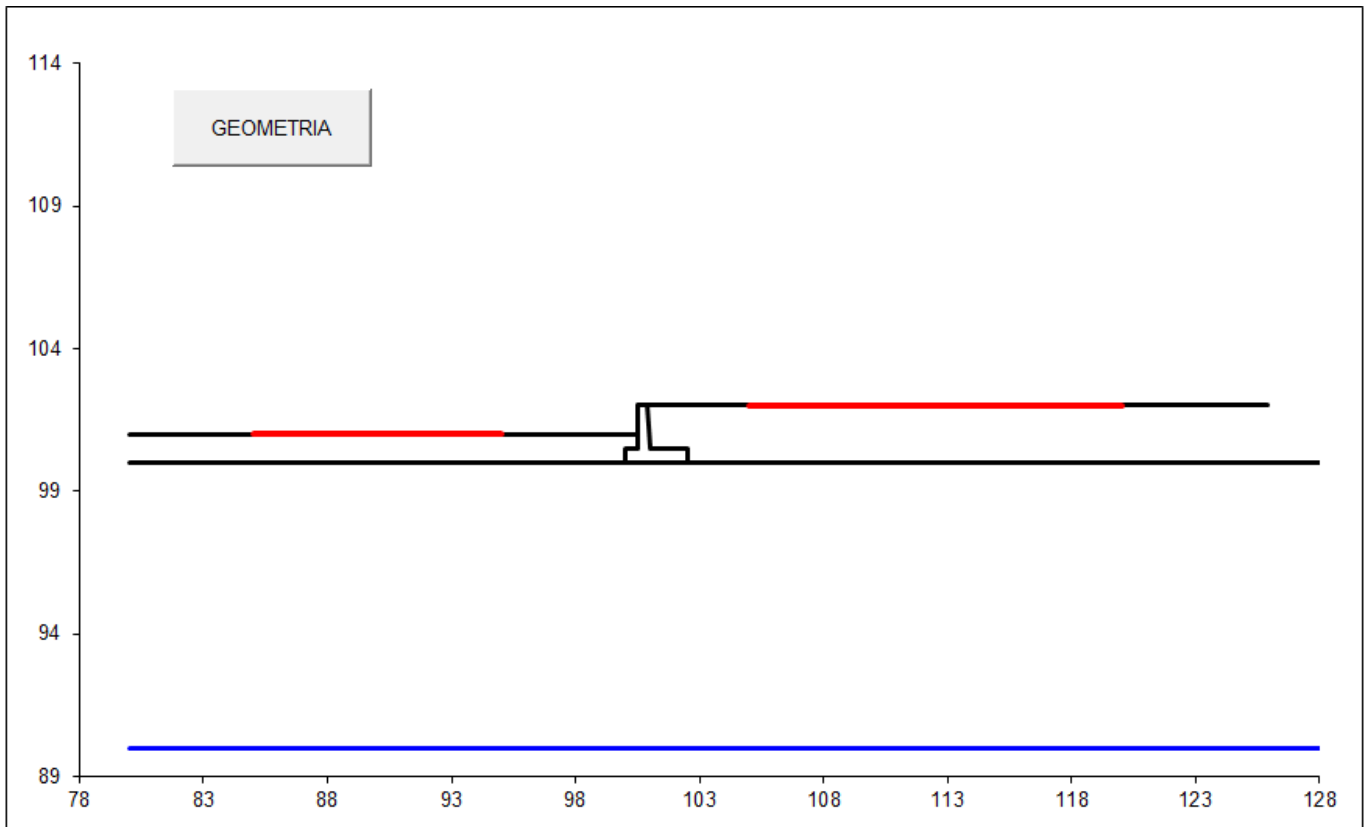
Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	72 di 78

azioni sismiche a_g/g 0.123 (-) S_s 1.6 k_h 0.0472 (-)
 β_s 0.24 S_T 1 k_v 0.0236 (-)


x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		✓				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.000	0	100.900	102.000	0	80.000	100.000	0			0	80.000	90.000
1	80.000	101.000	1	103.000	102.000	1	129.000	100.000	1			1	129.000	90.000
2			2	125.900	102.000	2			2			2		

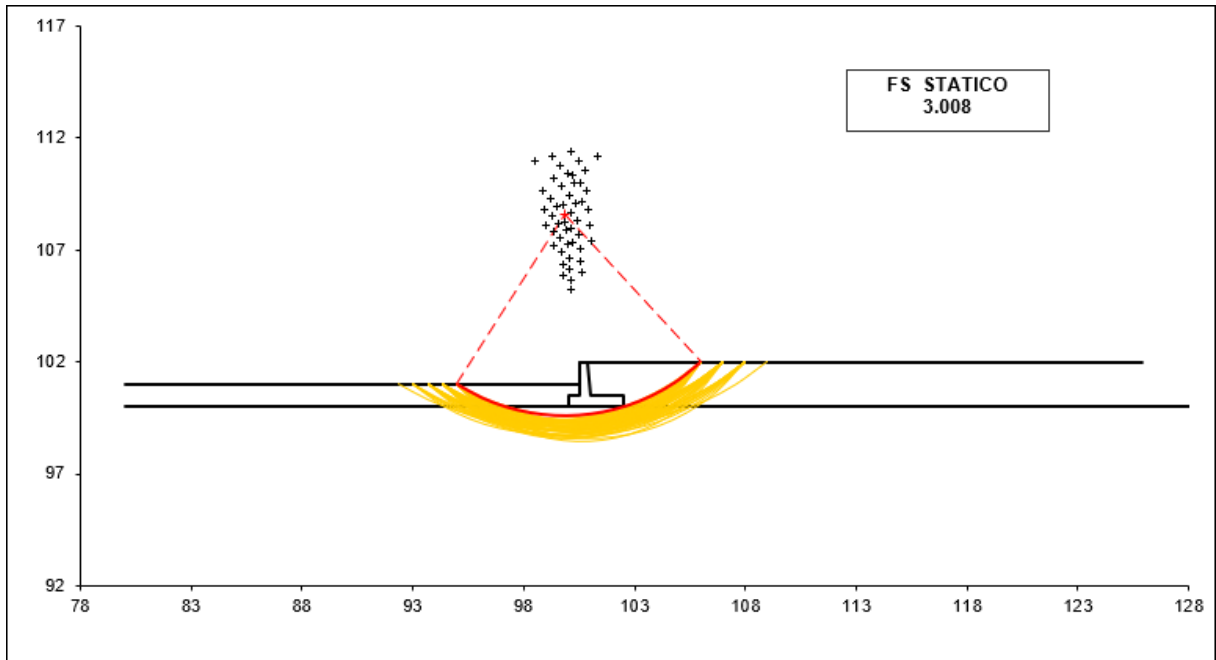


#strisce
30

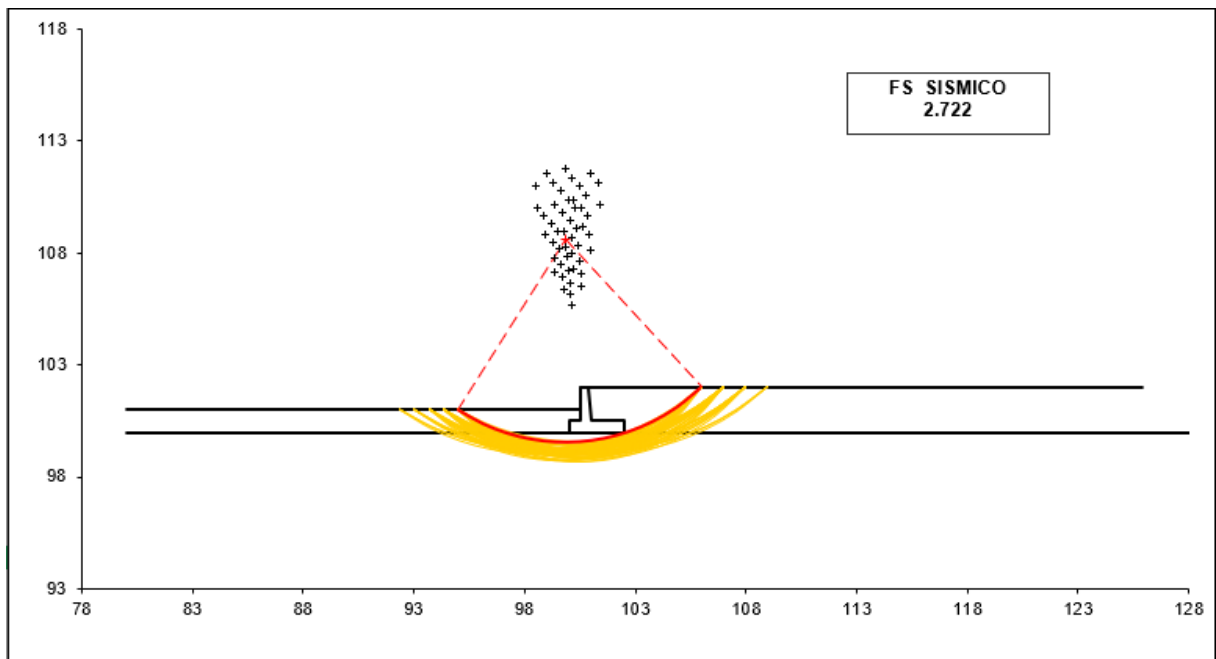
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	3.008
2471	SISMICO	2.722

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11	COMMESSA IADR	LOTTO 00D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1100001	REV. A

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



10.4 Verifiche strutturali

10.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

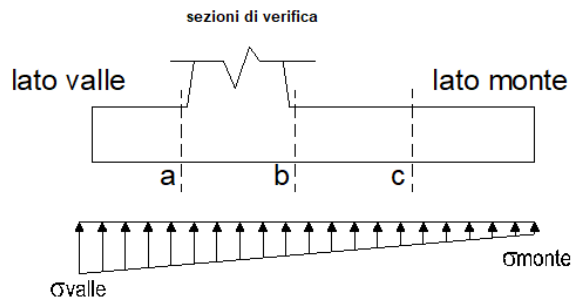
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	100.28	77.09	138.93	0.00
	100.28	77.09	138.93	0.00
sisma+	103.99	1.71	43.23	39.96
	103.99	1.71	43.23	39.96
sisma-	96.56	2.23	40.77	36.48
	96.56	2.23	40.77	36.48



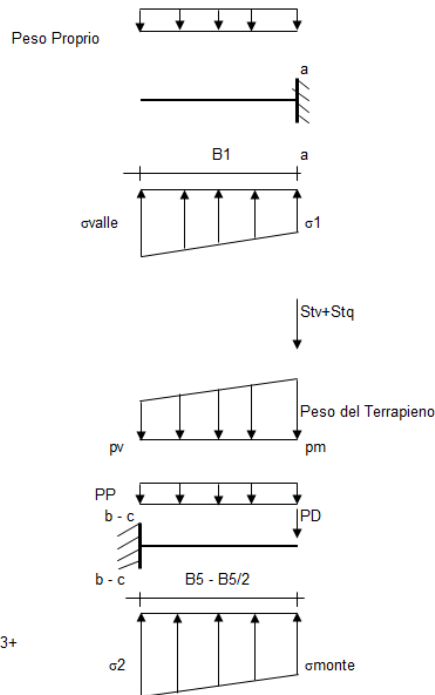
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio: } PP = 12.50 \text{ (kN/m)}$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	138.93	90.81	13.80	51.18
	138.93	90.81	13.80	51.18
sisma+	43.23	42.58	3.76	15.13
	43.23	42.58	3.81	15.13
sisma-	40.77	39.91	3.56	13.90
	40.77	39.91	3.50	13.90



Mensola Lato Monte

$$PP = 12.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	33.00	33.00	33.00	(kN/m ²)
pvb	33.00	33.00	33.00	(kN/m ²)
pvc	33.00	33.00	33.00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + S_p \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + S_p \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	42.69	-49.79	-58.78	0.00	-12.80	-34.13
	0.00	42.69	-49.79	-58.78	0.00	-12.80	-34.13
sisma+	39.96	41.92	-7.41	-9.39	40.94	-1.95	-5.07
	39.96	41.92	-7.41	-9.39	40.94	-1.95	-5.07
sisma-	36.48	39.05	-7.27	-9.05	37.77	-1.94	-5.00
	36.48	39.05	-7.27	-9.05	37.77	-1.94	-5.00

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	75 di 78

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

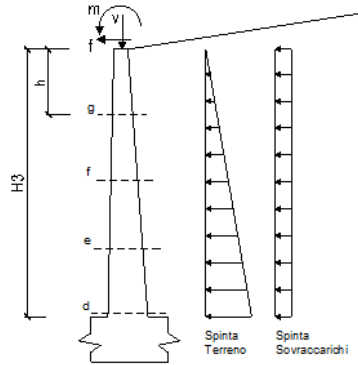
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.50	3.65	0.00	62.50	66.15	1.00	16.88	17.88
e-e	1.13	1.54	0.00	46.88	48.41	1.00	12.30	13.30
f-f	0.75	0.46	0.00	31.25	31.71	1.00	7.97	8.97
g-g	0.38	0.06	0.00	15.63	15.68	1.00	3.87	4.87

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.50	7.30	0.00	41.67	48.96
e-e	1.13	4.10	0.00	41.67	45.77
f-f	0.75	1.82	0.00	41.67	43.49
g-g	0.38	0.46	0.00	41.67	42.12

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.50	3.65	0.67	0.00	0.00	0.91	5.23	1.00	17.51	18.51
e-e	1.13	1.54	0.28	0.00	0.00	0.50	2.33	1.00	12.76	13.76
f-f	0.75	0.46	0.08	0.00	0.00	0.22	0.76	1.00	8.27	9.27
g-g	0.38	0.06	0.01	0.00	0.00	0.05	0.12	1.00	4.01	5.01

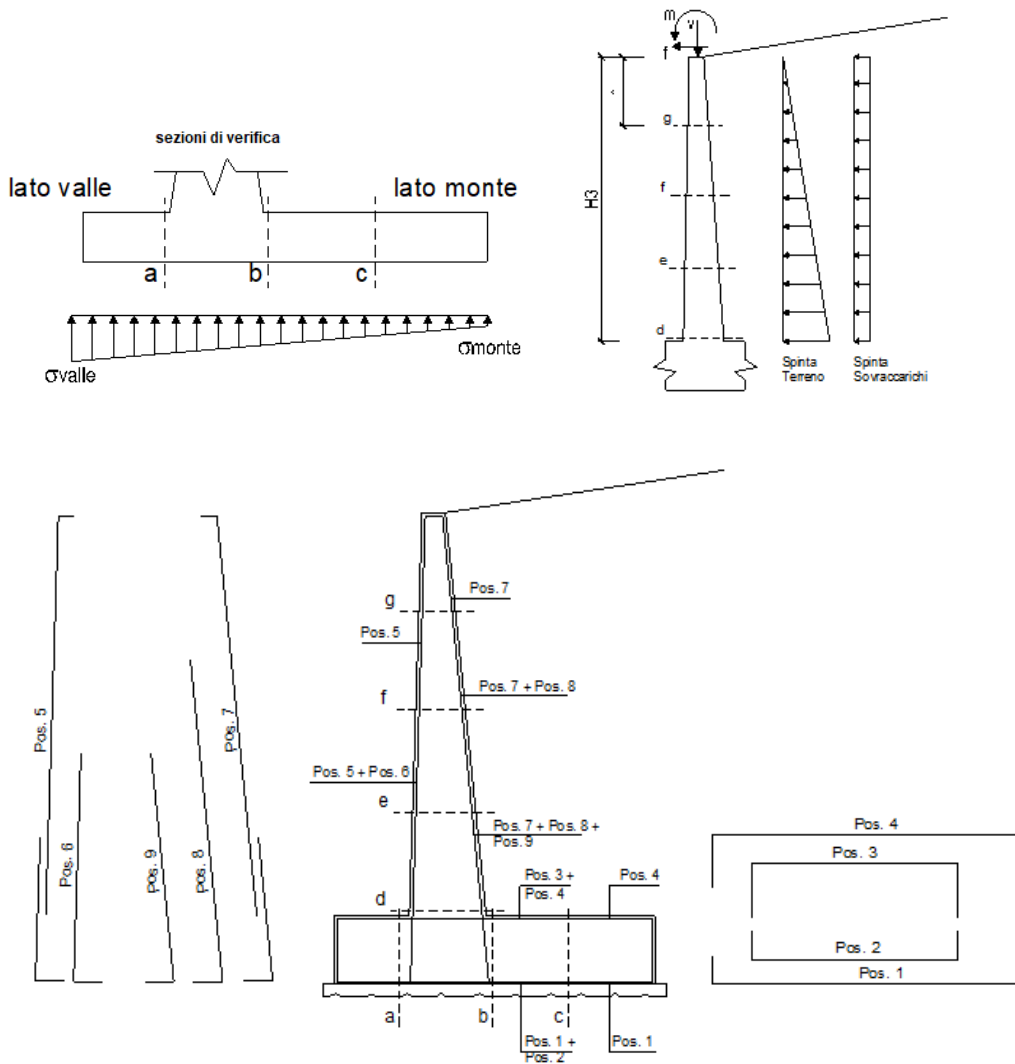
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.50	7.30	1.34	0.00	0.00	1.26	9.90
e-e	1.13	4.10	0.76	0.00	0.00	0.92	5.78
f-f	0.75	1.82	0.34	0.00	0.00	0.60	2.76
g-g	0.38	0.46	0.08	0.00	0.00	0.29	0.83

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.50	3.65	0.40	0.00	0.00	0.91	4.96	1.00	16.24	17.24
e-e	1.13	1.54	0.17	0.00	0.00	0.50	2.21	1.00	11.84	12.84
f-f	0.75	0.46	0.05	0.00	0.00	0.22	0.73	1.00	7.67	8.67
g-g	0.38	0.06	0.01	0.00	0.00	0.05	0.12	1.00	3.72	4.72

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.50	7.30	0.80	0.00	0.00	1.26	9.36
e-e	1.13	4.10	0.45	0.00	0.00	0.92	5.48
f-f	0.75	1.82	0.20	0.00	0.00	0.60	2.62
g-g	0.38	0.46	0.05	0.00	0.00	0.29	0.80

10.4.2 Verifiche SLU



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	16	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

L'armatura di ripartizione è stata assunta pari a 12/20 sia per il paramento verticale che per la fondazione.

Relazione di calcolo muri – MU11

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00D29	CL	MU1100001	A	77 di 78


Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	13.80	0.00	0.50	7.70	7.70	137.90
b - b	-49.79	0.00	0.50	7.70	7.70	137.90
c - c	-12.80	0.00	0.50	7.70	7.70	137.90
d - d	66.15	17.88	0.50	7.70	7.70	141.35
e - e	48.41	13.30	0.48	7.70	7.70	132.77
f - f	31.71	8.97	0.45	7.70	7.70	124.35
g - g	15.68	4.87	0.43	7.70	7.70	116.07

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	51.18	0.50	185.72	0	40	40	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	58.78	0.50	185.72	0	40	40	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	34.13	0.50	185.72	0	40	40	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
d - d	48.96	0.50	188.02	8	40	40	21.8	118.94	Armatura a taglio non necessaria
e - e	45.77	0.48	179.86	8	40	40	21.8	112.02	Armatura a taglio non necessaria
f - f	43.49	0.45	171.66	8	40	40	21.8	105.11	Armatura a taglio non necessaria
g - g	42.12	0.43	163.41	8	40	40	21.8	98.19	Armatura a taglio non necessaria

10.4.3 Tabella riassuntiva armature

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø14/20 inf Ø14/20 sup	
paramento	nodo soletta inf	Ø14/20 ext Ø14/20 int	spille 8Ø8 a mq

	PROGETTO DEFINITIVO NODO DI BARI BARI NORD – VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE					
	Relazione di calcolo muri – MU11					
	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IADR	00D29	CL	MU1100001	A	78 di 78

11 TABELLA INCIDENZA ARMATURE

Per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 10% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 10% per sovrapposizioni/legature.

INCIDENZA (Kg/m ³)	
MU11	60