

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio – Bergamo

VI03 - PONTE su Via S. Bernardino

Spalla A: Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 9 D 0 9 C L V I 0 3 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	G. Grimaldi 	Feb. 2021	T. Alberini L. Utzeri 	Feb. 2021	M. Berlingeri 	Feb. 2021	U. O. Vitozzi Vitozzi 2021 ITALFERR S.p.A. Opere Civili e Gestione delle varianti Dot. Ing. Angelo Vitozzi Ordinatore degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20753	

File: NB1R09D09CLVI0304001A

n. Elab.:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 2 di 123

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative	6
2.2	Elaborati di riferimento.....	7
3	MATERIALI.....	8
3.1	Calcestruzzo per elevazione	8
3.2	Calcestruzzo per platea di fondazione	8
3.3	Acciaio per barre di armatura	9
3.4	Acciaio da carpenteria	10
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED ASPETTI IDRAULICI.....	11
4.1	Caratterizzazione geotecnica	11
4.2	Aspetti idraulici.....	11
5	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	12
6	ANALISI E VERIFICHE	13
6.1	Generalità	13
6.2	Modellazione.....	13
6.3	Condizioni elementari e combinazioni di carico	14
6.4	Sistemi di riferimento ed unità di misura.....	19
6.5	Geometria	20
6.6	Caratteristiche dei terreni.....	21
6.7	Analisi dei carichi	22
6.7.1	<i>Peso proprio elementi strutturali.....</i>	22
6.7.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	23
6.7.3	<i>Azione del vento</i>	25
6.7.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	27
6.7.4.1	Modello di carico LM71.....	27
6.7.4.2	Modello di carico SW/2.....	28
6.7.4.3	Effetti dinamici.....	29
6.7.5	<i>Carichi da traffico orizzontali.....</i>	30
6.7.5.1	Serpeggio	30
6.7.5.2	Frenatura ed avviamento (Q3).....	30
6.7.5.3	Forza centrifuga (Q4).....	32

6.8	Spinta statica del terrapieno.....	33
6.9	Sovraccarico sul terrapieno.....	35
6.10	Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche.....	36
6.11	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche	37
6.12	Azione sismica.....	38
6.12.1	Inquadramento sismico.....	38
6.12.2	Azioni sismiche	39
6.12.3	Spinta sismica del terrapieno	41
6.12.4	Valori di progetto	44
6.12.5	Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente.....	48
6.12.6	Forze inerziali dovute al sisma.....	50
6.13	Calcolo delle sollecitazioni in testa ai micropali	51
6.14	Riepilogo risultati	52
6.15	Sollecitazioni	54
6.15.1	Muro paraghiaia.....	54
6.15.2	Muro frontale.....	55
6.15.3	Muro andatore sinistro.....	56
6.15.4	Platea di fondazione.....	57
6.15.5	Micropali di fondazione.....	58
6.16	Verifiche degli elementi strutturali.....	60
6.16.1	Paraghiaia.....	61
6.16.1.1	Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia.....	61
6.16.1.2	Verifica a taglio del muro paraghiaia.....	67
6.16.2	Muro frontale.....	68
6.16.2.1	Verifica a pressoflessione del muro frontale.....	68
6.16.2.2	Verifica a taglio del muro frontale.....	74
6.16.3	Muro andatore sinistro.....	75
6.16.3.1	Verifica a pressoflessione del muro andatore sinistro	75
6.16.3.2	Verifica a taglio del muro andatore sinistro	81
6.16.4	Platea di fondazione.....	82
6.16.4.1	Verifica a flessione.....	85
6.16.4.1	Verifica a taglio.....	88
6.17	Verifiche strutturali e geotecniche dei micropali di fondazione.....	89
6.17.1	Metodologie di calcolo capacità portante dei micropali	89
6.17.1.1	Analisi agli stati limite.....	89
6.17.1.2	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali	91
6.17.1.3	Determinazione della resistenza di progetto a trazione	94
6.17.1.4	Verifica a carico limite verticale di una palificata	94

6.17.1.5	Risultati.....	102
6.17.2	<i>Metodologia per la determinazione del carico limite orizzontale dei micropali.....</i>	<i>103</i>
6.17.2.1	Premessa.....	103
6.17.2.2	Analisi agli stati limite.....	103
6.17.2.3	Verifica a carico limite orizzontale - Broms.....	103
6.17.3	<i>Metodologia per l'analisi dei micropali soggetti a carichi trasversali</i>	<i>110</i>
6.17.3.1	Comportamento del micropalo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno	110
6.17.3.2	Valutazione del momento adimensionale lungo il micropalo	111
6.17.4	<i>Verifica strutturale del tubolare metallico.....</i>	<i>116</i>
6.17.5	<i>Verifica a punzonamento dei micropali.....</i>	<i>117</i>
6.18	Incidenze	120

1 PREMESSA

Nell'ambito del *Raddoppio* della linea *Ponte S. Pietro – Bergamo – Montello* si inserisce il *Lotto 9* oggetto di progettazione definitiva.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento degli elementi in elevazione ed in fondazione della *Spalla A (SPA)* del *PONTE ferroviario su Via S. Bernardino_VI03* in progetto ubicato al km 1+050 circa e previsto in luogo del corrispondente *PONTE ferroviario esistente*.



Figura 1-1: Stralcio vista aerea di Bergamo da Google Earth con individuazione del PONTE ferroviario esistente

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;*
- ✓ *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;*
- ✓ *D.g.r. 30 Novembre 2011 - n. IX/2616 – Bollettino ufficiale della Regione Lombardia;*
- ✓ *D.d.u.o. 21 Novembre 2003 - n. 19904 – Bollettino ufficiale della Regione Lombardia;*
- ✓ *RFI DTC SI PS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (20 Dicembre 2019);*
- ✓ *RFI DTC SI CS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (20 Dicembre 2019);*
- ✓ *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° 2019/776 della Commissione del 16 Maggio 2019.*

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino				
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A FOGLIO 7 di 123

2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici e di calcolo di pertinenza.

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per elevazione

Classe C32/40

Rck =	40,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck =	33,20 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
fcm = fck +8 =	41,20 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
acc =	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma M =$	1,50 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
fcd = acc fck/ $\gamma M =$	18,81 MPa	Resistenza di progetto
fctm = 0,3 fck ^(2/3) =	3,10 MPa	Resistenza media a trazione semplice
fctm = 1,2 fctm =	3,72 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
fctk = 0,7 fctm =	2,17 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 fck =$	18,26 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 fck =$	13,28 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} =$	33643,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	14018,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Debolmente aggressive	
Classe di esposizione =	XC4	
c =	4,00 cm	Copriferro minimo
w =	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.2 Calcestruzzo per platea di fondazione

Classe C30/37

Rck =	37,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck =	30,00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
fcm = fck +8 =	38,00 MPa	Valore medio resistenza cilindrica

$\alpha_{cc} =$	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,50 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	17,00 MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	2,9 MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,48 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,00 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 f_{ck} =$	16,50 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 f_{ck} =$	12,00 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0.3)} =$	33000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	13750,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie	
Classe di esposizione =	XC2	
$c =$	4,00 cm	Copriferro minimo
$w =$	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.3 Acciaio per barre di armatura

B450C

$f_{yk} \geq$	450,00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540,00 MPa	Tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1,15	
$(f_t/f_y)_k <$	1,35	
$\gamma_s =$	1,15 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,30 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,20 %	Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50 %	Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0,75 f_{yk} =$	337,50 MPa	Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])

3.4 Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S355J0 UNI EN 10025 per armatura micropali con le seguenti caratteristiche fisiche e meccaniche:

- modulo di elasticità normale E 210.000 N/mm²
- modulo di elasticità tangenziale G 78.400 N/mm²
- coefficiente di *Poisson* v=0.3
- peso dell'unità di volume γ_s 78.50 kN/m³

Per i laminati a caldo con profili a sezione aperta o cava, barre, larghi piatti, lamiere (con sp. \leq 40mm):

- tensione di rottura a trazione f_{tk} 510 N/mm²
- tensione di snervamento f_{yk} 355 N/mm²

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED ASPETTI IDRAULICI

4.1 Caratterizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica si fa riferimento agli elaborati specialistici di riferimento.

4.2 Aspetti idraulici

Per gli aspetti idrologici e idraulici si fa riferimento agli elaborati specialistici di riferimento.

La falda è posta ad una profondità media di 20 metri da p.c..

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 12 di 123

5 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il *PONTE ferroviario su Via S. Bernardino_VI03* in progetto è costituito da due campate e prevede l'alloggiamento di n°4 binari: n°2, lato Nord, destinati alla linea da *Bergamo* per *Ponte S. Pietro*, e n°2, lato Sud, destinati alla linea da *Bergamo* per *Treviglio*. Gli impalcati ferroviari, della tipologia a cassone portaballast autoportante in acciaio per ciascun binario, sono previsti con schema statico in semplice appoggio e di portata teorica pari a $L_c=10.40m$. A questi, lato Nord e, quindi, lato linea da *Bergamo* per *Ponte S. Pietro*, si aggiunge, per esigenze dettate dallo studio acustico, una trave porta barriere antirumore in acciaio con schema statico a trave continua su sue luci. Il *PONTE* è obliquo, con angolo di obliquità $\alpha = 60.07^\circ$ rispetto all'orizzontale, ed in corrispondenza dello stesso il tracciato ferroviario relativo alle due linee anzidette si sviluppa in raccordo parabolico/rettifilo.

Le due metà che andranno a costituire il *PONTE* in progetto (la metà lato Nord, alloggiante i n°2 binari della linea da *Bergamo* per *Ponte S. Pietro* e la trave porta barriere, e la metà lato Sud, alloggiante i n°2 binari della linea da *Bergamo* per *Treviglio*) risultano indipendenti tra loro. Pertanto, per il dimensionamento della *Spalla A*, anch'essa costituita dalla metà Nord e dalla metà Sud, si fa riferimento alla metà Nord maggiormente sollecitata estendendo le risultanze alla metà Sud.

La *Spalla A*, lato Bergamo, è afferente all'allineamento con appoggi fissi sia degli impalcati ferroviari che della trave porta barriere.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

6 ANALISI E VERIFICHE

6.1 Generalità

La metà Nord della *spalla A*, oggetto di analisi, è in c.a. e presenta un muro frontale di spessore pari a 1.65m e di altezza pari a 5.30 m circa. Il muro paraghiaia ha uno spessore di 0.66 m ed altezza di circa 1.40 m dalla testa muro frontale ed i muri andatori hanno uno spessore di 0.60 m. La fondazione è costituita da una platea di spessore pari ad 1.00 m fondata su n°112 micropali disposti su n°14 file da n°8 micropali ciascuna. I micropali presentano diametro pari a ϕ 250 mm e sono armati con profilo tubolare ϕ 168.3 mm di spessore pari a 12.5 mm.

6.2 Modellazione

La determinazione dello stato di sollecitazione della spalla viene determinato a partire dalle azioni trasmesse dagli impalcati a quota appoggi, combinando a queste le azioni determinate dovute alla spinta del terreno a tergo e dei sovraccarichi in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni dovute all'inerzia ed al peso proprio delle sottostrutture.

Per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della spalla, quali muro frontale, muro paraghiaia e muro andatore, è stato implementato in un foglio di calcolo “ad hoc” modellando, in questa fase, tutte le singole parti anzidette come mensole incastrate alla base.

Per l'analisi e la verifica della platea di fondazione è stato confrontato un modello tirante-puntone con un modello a mensola snella adottando, come motivato a seguire, la modellazione risultata maggiormente cautelativa. Per quanto riguarda, invece, i micropali, a partire dalle azioni risultanti nel baricentro della platea alla quota di intradosso, sono stati determinati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai micropali stessi adottando uno schema a piastra rigida.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

6.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.14. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adottati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state condotte utilizzando, in ottemperanza alle NTC2018, la combinazione:

A1	M1	R3
----	----	----

Nelle tabelle seguenti, si riportano i dati relativamente alle combinazioni SLU, SLV ed SLE.

			2	A1+M1+R1 sovr centr				A1+M1+R1 sovr non centr						
				Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.			
Peso proprio			Elemento											
			muro frontale		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			paraghiaia frontale		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			muro sinistro		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			bandiera muro sx		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			paraghiaia sinistro		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			muro destro		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			bandiera muro dx		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			paraghiaia destro		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			platea		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			terr riemp su platea		1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35		
			Spinte statiche M1 (k0)	M1	k0	spinta terre su MF	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
					k0	spinta terre su MS	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
					k0	spinta terre su MD	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
			Spinte statiche M1 (ka)	M1	ka	spinta terre su MF	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
					ka	spinta terre su MS	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
					ka	spinta terre su MD	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
			▲ Spinte sismiche Mononobe-Okabe M1 (k0)	M2	ka	sovraspinta sismica su MF				0.00				0.00
					ka	sovraspinta sismica su MS				0.00				0.00
					ka	sovraspinta sismica su MD				0.00				0.00
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	M1		spinta orizz sovracc su MF	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50			
			spinta orizz sovracc su MS	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50			
			spinta orizz sovracc su MD	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50			
			peso sovraccarico su platea	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50			
Spinte sismiche sovraccarico ballast	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00			
inerzie X sovraccarico ballast	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00			
Spinte statiche sovraccarico M1	M1		spinta orizz sovracc su MF	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
			spinta orizz sovracc su MS	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
			spinta orizz sovracc su MD	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
			peso sovraccarico su platea	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
Spinte sismiche sovraccarico accidentale	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00			
			peso sovraccarico su platea	0.00			0.00	0.00			0.00			
inerzie X sovracc accidentale	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00			
			platea	0.00			0.00	0.00			0.00			
Inerzia X spalla			muro frontale	0.00			0.00	0.00			0.00			
			paraghiaia frontale	0.00			0.00	0.00			0.00			
			muro sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			paraghiaia sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			muro destro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			paraghiaia destro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			platea	0.00			0.00	0.00			0.00			
Inerzia X terre			Ter di riemp inf MF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp inf MD	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp sup TPD	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp inf MS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp sup TPS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			platea	0.00			0.00	0.00			0.00			
Inerzia Y spalla			muro frontale	0.00			0.00	0.00			0.00			
			paraghiaia frontale	0.00			0.00	0.00			0.00			
			muro sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			paraghiaia sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			muro destro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			paraghiaia destro	0.00			0.00	0.00			0.00			
			platea	0.00			0.00	0.00			0.00			
Inerzia Y terre			Ter di riemp inf MF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp inf MD	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp sup TPD	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp inf MS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Ter di riemp sup TPS	0.00			0.00	0.00			0.00			
			platea	0.00			0.00	0.00			0.00			
Azioni da impalcato:			permanenti strutturali	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35			
			permanenti non strutturali	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50			
			altre azioni permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00			
			distorsioni e presollecitazioni	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00			
			Ritiro	0.00	1.2	1	0.00	0.00	1.2	1	0.00			
			variazioni termiche	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90			
			viscosità	0.00	1.2	0.5	0.00	0.00	1.2	0.5	0.00			
			carichi mobili	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
			frenatura	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
			azione centrifuga	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73			
			serpeggio	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73			
			vento ponte scarico	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90			
			vento ponte carico	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90			
			sisma (direzione Y) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00			
			sisma (direzione X) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00			
			sisma (direzione Z) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00			
			resistenze parassite	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35			
			attrito carichi mobili	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45			
			azione laterale	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00			
			altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	1.5	1	0.00	0.00	1.5	1	0.00			
Inerz X perm/acc impalc			Inerzia X perman impalc	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Inerzia X sovracc acc da impalc	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Inerzia Y perman impalc	0.00			0.00	0.00			0.00			
Inerz Y perm/acc impalc			Inerzia Y perman impalc	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Inerzia Y sovracc acc da impalc	0.00			0.00	0.00			0.00			
			Inerzia X sovracc acc da impalc	0.00			0.00	0.00			0.00			

Figura 6-1: coefficienti combinazioni SLU

Elemento	SLE rara sovr centr				SLE rara sovr non centr				SLE qp						
	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.			
Peso proprio	M1	k0	muro frontale	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	paraghiaia frontale	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	muro sinistro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	bandiera muro sx	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	paraghiaia sinistro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	muro destro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	bandiera muro dx	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	paraghiaia destro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	terr riemp su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte statiche M1 (k0)	M1	k0	spinta terre su MF	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	spinta terre su MS	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	spinta terre su MD	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte statiche M1 (ka)	M1	ka	spinta terre su MF	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	spinta terre su MS	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	spinta terre su MD	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe M2 (ka)	M2	ka	sovraspinta sismica su MF	0.00			0.00				0.00				0.00
	M2	ka	sovraspinta sismica su MS	0.00			0.00				0.00				0.00
	M2	ka	sovraspinta sismica su MD	0.00			0.00				0.00				0.00
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	M1		spinta oriz sovrac su MF	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1		spinta oriz sovrac su MS	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1		spinta oriz sovrac su MD	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1		peso sovraccarico su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte sismiche sovraccarico ballast	M1		spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerzie X sovraccarico ballast	M1		spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00				0.00				0.00
Spinte statiche sovraccarico M1	M1		spinta oriz sovrac su MF	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1		spinta oriz sovrac su MS	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1		spinta oriz sovrac su MD	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1		peso sovraccarico su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte sismiche sovraccarico accidentale	M1		spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerzie X sovracc accidentale	M1		spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00				0.00				0.00
	M1		spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerzia X spalla			muro frontale	0.00			0.00				0.00				0.00
			paraghiaia frontale	0.00			0.00				0.00				0.00
			muro sinistro	0.00			0.00				0.00				0.00
			paraghiaia sinistro	0.00			0.00				0.00				0.00
			muro destro	0.00			0.00				0.00				0.00
			paraghiaia destro	0.00			0.00				0.00				0.00
			platea	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerzia X terre			Ter di riemp inf MF	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp inf MD	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp sup TPD	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp inf MS	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp sup TPS	0.00			0.00				0.00				0.00
			platea	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerzia Y spalla			muro frontale	0.00			0.00				0.00				0.00
			paraghiaia frontale	0.00			0.00				0.00				0.00
			muro sinistro	0.00			0.00				0.00				0.00
			paraghiaia sinistro	0.00			0.00				0.00				0.00
			muro destro	0.00			0.00				0.00				0.00
			paraghiaia destro	0.00			0.00				0.00				0.00
			platea	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerzia Y terre			Ter di riemp inf MF	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp inf MD	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp sup TPD	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp inf MS	0.00			0.00				0.00				0.00
			Ter di riemp sup TPS	0.00			0.00				0.00				0.00
			platea	0.00			0.00				0.00				0.00
Azioni da impalcato:			permanenti strutturali	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
			permanenti non strutturali	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
			altre azioni permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			distorsioni e presollecitazioni	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			Ritiro	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			variazioni termiche	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60
			viscosità	0.00	1	0.5	0.00	0.00	1	0.5	0.00	0.00	1	0.5	0.00
			carichi mobili	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	0	1	0.00
			frenatura	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	0	1	0.00
			azione centrifuga	1.00	1	0.5	0.50	1.00	1	0.5	0.50	0.00	0	0.5	0.00
			serpeggio	1.00	1	0.5	0.50	1.00	1	0.5	0.50	0.00	0	0.5	0.00
			vento ponte scarico	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60	0.00	1	0.6	0.00
			vento ponte carico	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60	0.00	1	0.6	0.00
			sisma (direzione y) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			sisma (direzione x) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			sisma (direzione z) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			resistenze parassite	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
			attrito carichi mobili	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
			azione laterale	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
			altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
Inerz X perm/acc impalc			Inerzia X perman impalc	0.00			0.00				0.00				0.00
			Inerzia X sovracc acc da impalc	0.00			0.00				0.00				0.00
			Inerzia Y perman impalc	0.00			0.00				0.00				0.00
Inerz Y perm/acc impalc			Inerzia Y sovracc acc da impalc	0.00			0.00				0.00				0.00
			Inerzia X perman impalc	0.00			0.00				0.00				0.00

Figura 6-3: coefficienti combinazioni SLE

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

asse 1 o asse X : coincidente con l'asse longitudinale del *PONTE*;

asse 2 o asse Y : coincidente con l'asse trasversale del *PONTE*;

asse 3 o asse Z : coincidente con l'asse verticale del *PONTE*.

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

6.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Asse Z verticale

Lunghezze = m

Forze = kN

6.5 Geometria

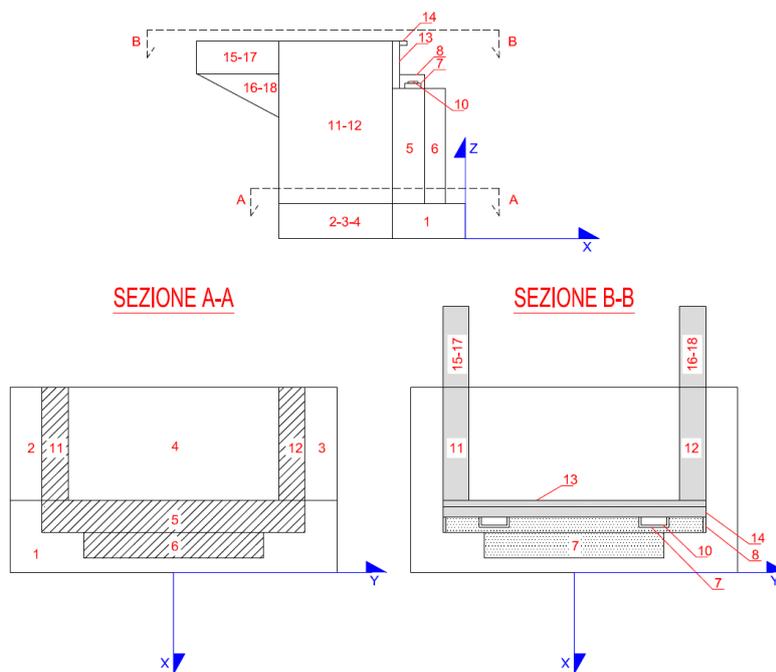


Figura 6-4: Schema qualitativo della geometria della spalla

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA								
ELEMENTO	Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	LZ [m]	Volume	γ [kN/m ³]	Peso [kN]
1	PORZIONE TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE		2.72	13.50	1.00	36.72	25.00	-918.00
2	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y<0)		1.52	1.38	1.00	2.10	25.00	-52.44
3	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y>0)		1.52	1.31	1.00	1.99	25.00	-49.78
4	COMPLETAMENTO DELLA FONDAZIONE		1.52	10.81	1.00	16.43	25.00	-410.78
	PESO TOTALE FONDAZIONE							-1431.00
5	MURO FRONTALE		1.65	10.81	5.30	94.53	25.00	-2363.34
6	RINGROSSO MURO FRONTALE (per appoggi)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
7	BAGGIOLI	8	0.60	0.60	0.25	0.72	25.00	-18.00
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI	2	0.60	0.50	0.60	0.36	25.00	-9.00
9	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
10	APPARECCHI DI APPOGGIO	8			0.25			
11	MURO ANDATORE (Y < 0)		1.52	0.60	5.30	4.83	25.00	-120.84
12	MURO ANDATORE (Y > 0)		1.52	0.60	5.30	4.83	25.00	-120.84
13	MURO PARAGHIAIA		0.66	10.81	1.40	9.99	25.00	-249.71
11A	MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y < 0)		1.52	0.60	1.40	1.28	25.00	-31.92
12B	MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y > 0)		1.52	0.60	1.40	1.28	25.00	-31.92
14	MARTELLO		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
15	BANDIERA parte rettangolare (Y>0)		3.70	0.60	4.30	9.55	25.00	-238.65
16	BANDIERA parte triangolare (Y>0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
17	BANDIERA parte rettangolare (Y<0)		1.77	0.60	4.30	4.57	25.00	-114.17
18	BANDIERA parte triangolare (Y<0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
19	MARCIAPIEDE (y > 0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
20	MARCIAPIEDE (y < 0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
21	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y > 0)							0.00
22	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y < 0)							0.00

Figura 6-5: dati di input

6.6 Caratteristiche dei terreni

Per il terreno a tergo della fondazione e per quello a monte della stessa vengono considerate le medesime caratteristiche geotecniche; i valori sono riportati nelle tabelle a seguire:

TERRENO DI MONTE			
ϕ'	angolo di attrito del terreno di monte	38 °	
$\tan(\phi')$	tang. Dell'angolo di resistenza a taglio del terreno di monte	0.781	
$\gamma\phi'$ M1	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1	1	
$\gamma\phi'$ M2	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2	1.25	
ϕ' M1	angolo di attrito per la cond. M1	38.00 °	0.663 rad
ϕ' M2	angolo di attrito per la cond. M2	32.01 °	0.559 rad
γ	peso per unità di volume del terreno	20 kN/m ³	
δ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1	0.00 °	0.000 rad
δ sismica M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M1	0.00 °	0.000 rad
δ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2	0.00 °	0.000 rad
δ sismica M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M2	0.00 °	0.000 rad
H terreno	altezza terreno da estradosso fondazione	6.70 m	
W_{terr}	peso totale terreno di monte	1957.36 kN	
β	inclinazione rispetto alla verticale del paramento	0 °	0 rad
i	inclinazione rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0 °	
K_0 M1	coefficiente di spinta in quiete cond M1 $k_0=(1-\sin\phi)$	0.384	
K_0 M2	coefficiente di spinta in quiete cond M2 $k_0=(1-\sin\phi)$	0.470	
K_a M1	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M1	0.238	
K_a M2	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M2	0.307	
H tot	altezza totale di spinta (H terr + H fond)	7.70 m	
c'_t	coesione del terreno a monte	0 kPa	

Figura 6-6: caratteristiche del terreno a monte della spalla

TERRENO A TERGO	
ϕ'	38 °
$\tan(\phi')$	0.781
$\gamma\phi'$ M1	1
$\gamma\phi'$ M2	1.25
ϕ' M1	38.00 °
ϕ' M2	32.01 °
γ	20 kN/m ³
δ eserc M1	0.00 °
δ sism M1	0.00 °
δ eserc M2	0.00 °
δ sism M2	0.00 °
H terreno	6.70 m
W_{terr}	1957.36 kN
β	0 °
i	0 °
K_0 M1	0.384
K_0 M2	0.470
K_a M1	0.238
K_a M2	0.307
H tot	6.70 m

Figura 6-7: caratteristiche del terreno a tergo della spalla

6.7 Analisi dei carichi

I carichi provenienti dall'impalcato vengono desunti dal modello di calcolo di merito di cui al documento NB1R09D26CLVI0309001.

6.7.1 Peso proprio elementi strutturali

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

Load	FY (kN)	FZ (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
G1 (compresa trave PB)	20.63	562.53	155.78	79.84
G2_Ballast	23.12	507.22	680.06	394.76
G2_BARRIERE antirumore sul muro d'ala	0.0	57.6	256.32	126.72

Per il carico delle barriere antirumore sul muro d'ala si è considerato il seguente schema:

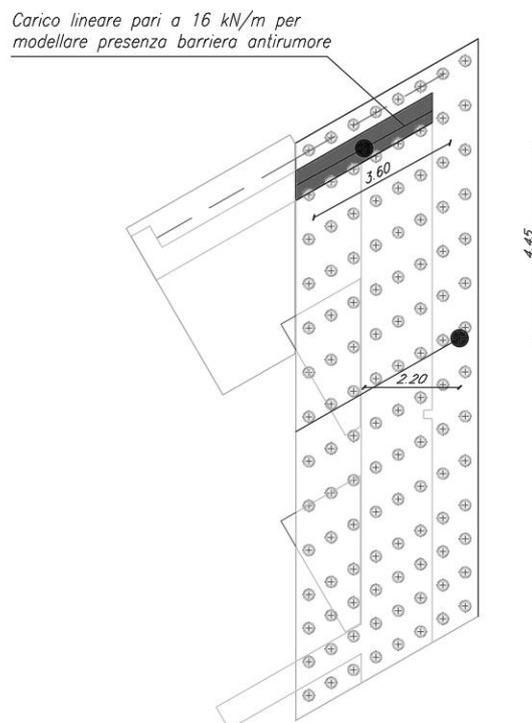


Figura 6-8: Schema per la valutazione dell'effetto delle barriere antirumore sul muro d'ala

6.7.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato.

CARICHI DERIVANTI DALL'ANALISI DELL'IMPALCATO		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
g1	permanenti strutturali	0	21	563	0.55	0.00	6.80	155.78	79.84	-
g2	permanenti non strutturali	0	23	565	0.55	0.00	6.80	936.38	521.48	-
g3	altre azioni permanenti	0	0	0	0.55	0.00	6.80	-	-	-
e1	distorsioni e presollecitazioni	0	0	0	0.55	0.00	6.80	-	-	-
e2	Ritiro	0	0	0	0.55	0.00	6.80	-	-	-
e3	variazioni termiche	0	0	0	0.55	0.00	6.80	-	-	-
e4	viscosità	0	0	0	0.55	0.00	6.80	-	-	-
q1+q2 - carichi mobili	Treno per max lo sforzo normale	0	95	2890	0.55	0.00	6.80	4813.06	2779.42	417.94
q3	frenatura/avviamento	823	0	70	0.55	0.00	6.80	93.61	123.94	1098.79
q4	azione centrifuga	0	0	0	0.55	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00
	serpeggio	0	321	17	0.55	0.00	6.80	379.35	163.04	53.31
q5s	vento ponte scarico	0	9	0	0.55	0.00	6.80	17.90	0.00	0.00
q5	vento ponte carico	0	32	0	0.55	0.00	6.80	157.88	0.00	0.00
q6	sisma (direzione y) carichi permanenti + 0.2*traffico	1021	41	105	0.55	0.00	6.80	155.30	371.84	1351.26
q6	sisma (direzione x) carichi permanenti + 0.2*traffico	65	586	65	0.55	0.00	6.80	275.86	74.87	732.19
q6	sisma (direzione Z) carichi permanenti + 0.2*traffico	40	8	222	0.55	0.00	6.80	198.92	106.93	152.78
q7	resistenze parassite	56	0	0	0.55	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00
q7m	attrito carichi mobili	116	0	0	0.55	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00
q8	azione laterale	0	0	0	0.55	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00
q9	altre azioni variabili (acc. servizio)	0	0	0	0.55	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00

Figura 6-9: riepilogo dei carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

I carichi provenienti dalle sovrastrutture vengono estratti dai modelli di calcolo descritti nei documenti NB1R09D09CLVI0309001 e NB1R09D09CLVI0309002. Nel modello viene inserito un vincolo fisso in corrispondenza del centro della sezione trasversale della spalla ($y=0$) alla quota dei baggioli così da avere piena rispondenza alle ipotesi di calcolo.

Per le resistenze parassite si è considerato il 5% dei carichi permanenti.

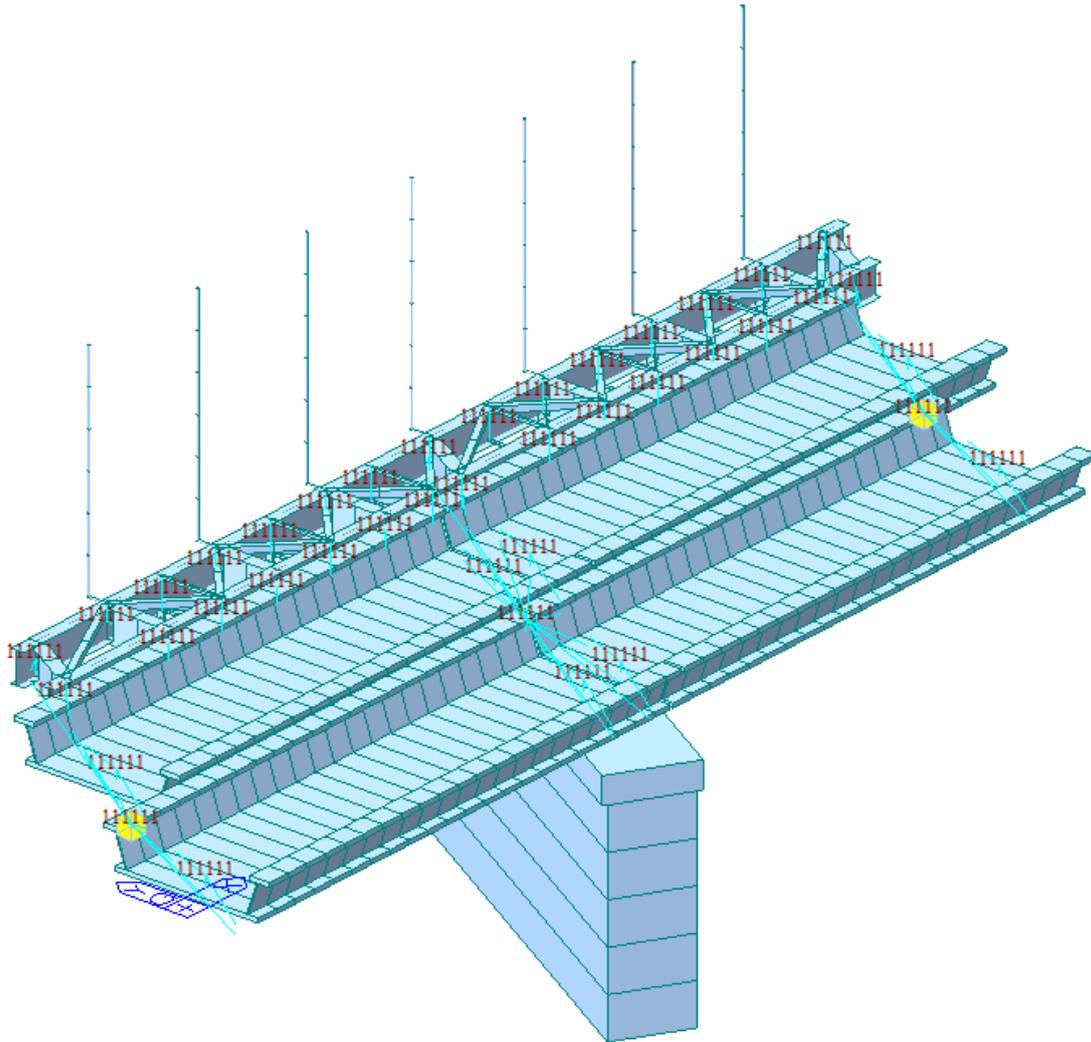


Figura 6-10: modello di calcolo per la valutazione dei carichi provenienti dall'impalcato

6.7.3 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro. Nel caso di ponte scarico si considera la superficie relativa alle barriere antirumore.

(NTC 18 §3.3 e EC 1-1-4:2005)

Condizione ponte		carico	scarico	
Altitudine sul livello del mare	as	236	236	[m slm]
Zona	Z	1	1	[-]
Velocità di base di riferimento	Vb,0	25	25	[m/s]
Parametro di quota	a0	1000	1000	[m]
Parametro adimensionale	ks	0.4	0.4	[1/s]
Coefficiente di altitudine	ca	1	1	[-]
Tempo di ritorno	Tr	50	50	[anni]
Velocità di riferimento	Vb	25	25	[m/s]
Parametri	cR	1.00	1.00	[-]
Velocità di riferimento	Vb(TR)	25.02	25.02	[m/s]
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	[kg/m ³]
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.39	0.39	[kN/m ²]
Classe di rugosità del terreno		B	B	[-]
Distanza dalla costa		>10	>10	[km]
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	[m]
Categoria di esposizione del sito	Cat.	IV	IV	[-]

Figura 6-11: parametri azione del vento

Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.22	0.22	[-]
Parametri	z0	0.3	0.3	[-]
Parametri	zmin	8	8	[-]
Altezza piano appoggi	zapp	5.50	5.5	[m]
Altezza di riferimento per l'impalcato	z	7.97	6.52	[m]
Coefficiente di topografia	ct	1	1	[-]
Coefficiente di esposizione	ce (z)	1.63	1.63	[-]
Larghezza impalcato	b	11.4	11.4	[m]
Altezza impalcato	hi	0.94	0.94	[m]
Altezza armamento	ha	0	0	[m]
Altezza barriere	hb	1.1	1.1	[m]
Altezza treno	ht	4	4	[m]
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	4.94	2.04	[m]
Rapporto di forma	b/dtot	2.31	5.60	[-]
Coefficiente di forza (fig. 8.3 EC)	cfx	1.95	1.30	[-]

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.39	0.39	[kN/m ²]
Coefficiente di esposizione	ce	1.63	1.63	[-]
Coefficiente di forza	cfx	1.95	1.3	[-]
Altezza di riferimento (EC 8.3.1 (4),(5))	d	4.94	2.04	[m]
Forza statica equivalente a m/l	f	6.15	1.69	[kN/m]
Pressione statica equivalente	p	1.25	0.83	[kN/m ²]
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	[kN/m ²]

Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	6.15	6.15	[kN/m]
Luce impalcato	L	10.40	10.40	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	FT	31.99	31.99	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	Mx	157.88	157.88	[kNm]

Vento impalcato a ponte scarico				
Forza statica equivalente	f	1.69	1.69	[kN/m]
Luce impalcato	L	10.40	10.40	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	FT	8.79	8.79	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	Mx	17.90	17.90	[kNm]

Figura 6-12: azione del vento

6.7.4 Carichi da traffico verticali

Vengono valutate le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2.

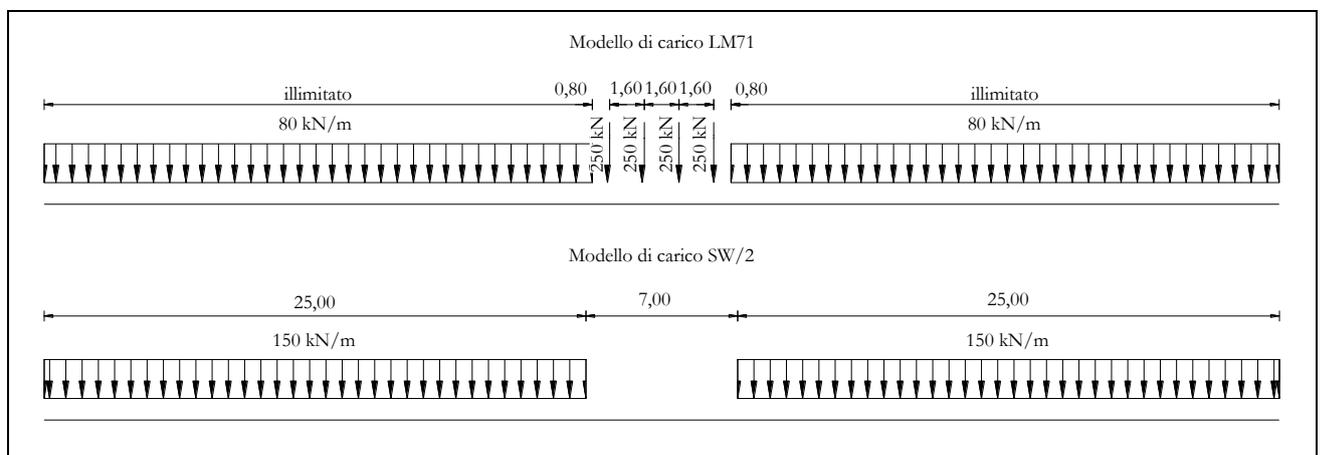
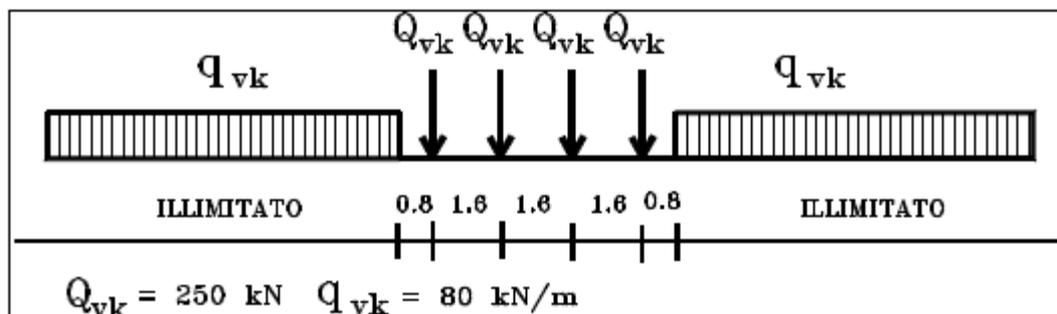


Figura 6-13 - Modelli di carico teorici

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

6.7.4.1 Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



Treno di carico LM 71

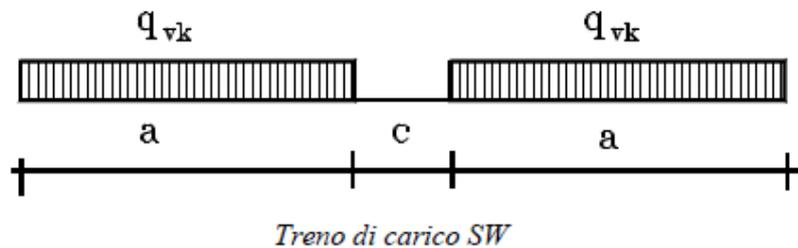
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

6.7.4.2 Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



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

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario.

Nella progettazione è stata considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto dalle norme vigenti ed indicato nella tabella (Tab. 5.2.III delle NTC2018):

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 (LM 71"++SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 (LM 71"++SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"++SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

Si sono considerate le disposizioni dei carichi mobili tali da massimizzare sulla spalla lo sforzo normale (Fz), il momento longitudinale (My) e quello trasversale (Mx). I risultati sono ottenuti e sono riportati nella tabella seguente:

	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fz (max)	-95.05	2890.24	-3494.68	2029.03	-993.26
My (max)	-45.63	1407.43	-4813.06	2779.42	-417.94
My (min)	-44.80	1427.29	1199.86	-682.95	-525.99
Mx (max)	-44.80	1427.29	1199.86	-682.95	-525.99
Mx (min)	-45.63	1407.43	-4813.06	2779.42	-417.94

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico vengono dal modello di calcolo dell'impalcato e sono già moltiplicati per il coefficiente α che è stato assunto come da tabella seguente (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001):

Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

6.7.4.3 Effetti dinamici

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico vengono dal modello di calcolo dell'impalcato e tengono conto dei coefficienti di amplificazione dinamica. I coefficienti di amplificazione dinamica Φ si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 in dipendenza dal livello di manutenzione della linea. In particolare si assumerà:

- ✓ per linee con elevato standard manutentivo:
 - ✓ $\Phi_2 = 1,44/(\sqrt{L_\Phi} - 0,2) + 0,82$ con limitazione $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$
- ✓ per linee con normale standard manutentivo:
 - ✓ $\Phi_3 = 2,16/(\sqrt{L_\Phi} - 0,2) + 0,73$ con limitazione $1,00 \leq \Phi_2 \leq 2,00$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari

6.7.5 Carichi da traffico orizzontali

6.7.5.1 Serpeggio

Viene applicata una forza orizzontale in direzione trasversale e il relativo momento di trasposto dalla testa binario al baricentro dell'impalcato.

Q_{sk} 100 kN

distanza testa binario - G impalcato 0.74 m

Modello	α	F (kN)	M (kNm)
LM71	1.1	110	81.93
SW/2	1	100	74.49

6.7.5.2 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Tali forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L definita in modo da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti.

Avviamento:

$Q_{1a,k}$ 33 [kN/m] x L [m] < 1000[kN]

dove L rappresenta la lunghezza sulla quale ripartire l'azione in maniera tale da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento considerato (per il modello di carico SW/2 saranno tenute in conto solo le porzioni di struttura caricate).

Frenatura:

modelli LM 71 $Q_{lb,k}$ 20 [kN/m] x L [m] <6000 [kN]

modelli SW/2 $Q_{lb,k}$ 35 [kN/m] x L [m]

Le azioni di frenatura e d avviamento vengono combinate con i relativi carichi verticali.

La forza di avviamento si considera applicata ai primi 30.3 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m.

Nel caso in questione le forze si applicano a tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α , ma non devono essere moltiplicati per ϕ .

Risulta quindi quanto segue.

	Avviamento				Frenatura		
	α	Fx (kN)	My (kNm)		α	Fx (kN)	My (kNm)
LM71	1.1	577.26	352.04	LM71	1.1	349.86	213.36
SW/2	1	524.78	320.04	SW/2	1	556.59	339.44

	Fx (kN/m)	My (kNm/m)		Fx (kN/m)	My (kNm/m)
	LM71	36.3		22.14	LM71
SW/2	33	20.13	SW/2	35.00	21.34

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza della campata.

I momenti sono relativi al trasporto delle forze lungo l'asse baricentrico dell'impalcato.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino				
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. FOGLIO A 32 di 123

6.7.5.3 Forza centrifuga (Q4)

Il tracciato ferroviario in corrispondenza del *PONTE* in oggetto si sviluppa in raccordo parabolico/rettifilo. Pertanto, si trascura il contributo della forza centrifuga.

6.8 Spinta statica del terrapieno

A tergo della spalla viene considerato, applicato sulla parte posteriore della platea di fondazione, un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico γ , su una parete di altezza H , risulta:

$$S_0 = 1/2 * \gamma * H^2 * K_0 \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di K_0 è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$.

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

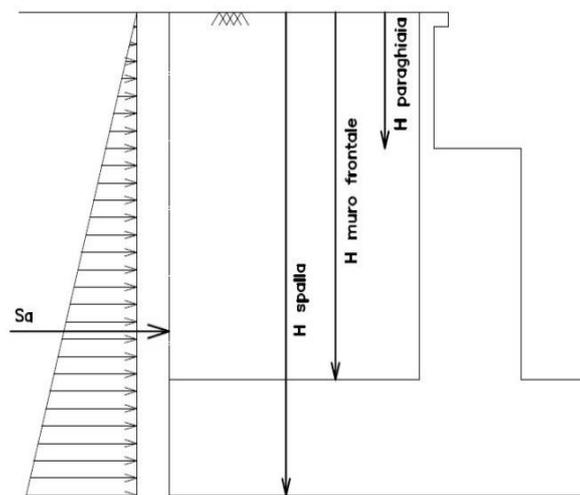


Figura 6-14: schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al terreno di rinterro

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	2463.32 kN	1524.65 kN
	componente orizzontale	2463.32 kN	1524.65 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta del terreno soprafalda in condizione M2	3012.24 kN	1968.76 kN
	componente orizzontale	3012.24 kN	1968.76 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	301.93 kN	186.87 kN
	componente orizzontale	301.93 kN	186.87 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta del terreno soprafalda in condizione M2	369.21 kN	241.31 kN
	componente orizzontale	369.21 kN	241.31 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	301.93 kN	186.87 kN
	componente orizzontale	301.93 kN	186.87 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta del terreno soprafalda in condizione M2	369.21 kN	241.31 kN
	componente orizzontale	369.21 kN	241.31 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
PLATEA	contributo di spinta che agisce sulla platea all'esterno del MF - M1	148.88 kN	92.15 kN
	contributo di spinta che agisce sulla platea all'esterno del MF - M2	182.05 kN	118.99 kN

Figura 6-15: calcolo spinte del terreno in condizioni di esercizio

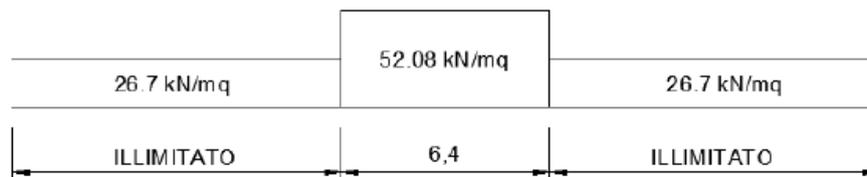
6.9 Sovraccarico sul terrapieno

Viene considerato il contributo (in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta) del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 53.00 \text{ kN/ m}^2$$

$$Sq = 53.00 * 0.384 = 20.35 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del sovraccarico viene determinato considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010



ricavando un carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria.

A tale carico viene applicato il coefficiente α come indicato nella tabella di seguito riportata:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE α
LM71	1,1
SW/0	1,1
SW/2]	1,0

6.10 Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche

In condizioni statiche si considera un sovraccarico permanente (ballast) pari a $Q = 15.00 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = k_0 \cdot q \cdot H$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari ad $H/2$.

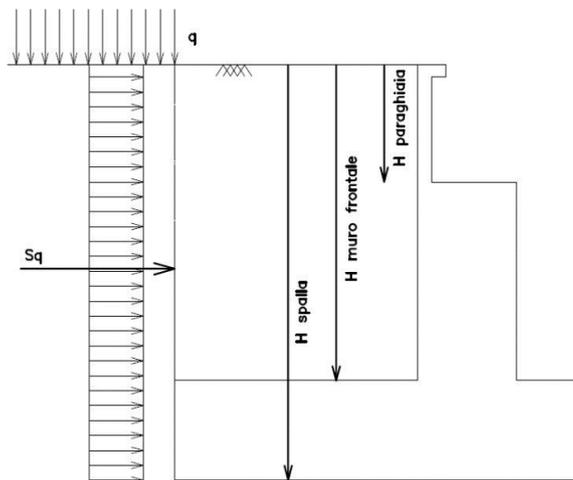


Figura 6-16: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

SPINTE SOVRACCARICHI PERMANENTI BALLAST		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico ballast	15.00 kNmq	15.00 kNmq
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	328.32 kN	203.21 kN
	componente orizzontale	328.32 kN	203.21 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	401.48 kN	262.40 kN
	componente orizzontale	401.48 kN	262.40 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	67.60 kN	41.84 kN
	componente orizzontale	67.60 kN	41.84 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	82.66 kN	54.02 kN
	componente orizzontale	82.66 kN	54.02 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	67.60 kN	41.84 kN
	componente orizzontale	67.60 kN	41.84 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	82.66 kN	54.02 kN
	componente orizzontale	82.66 kN	54.02 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN

Figura 6-17 - Calcolo spinta indotta dal sovraccarico accidentale sui muri della spalla

6.11 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 53.00 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = k_0 \cdot q \cdot H$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari ad $H/2$.

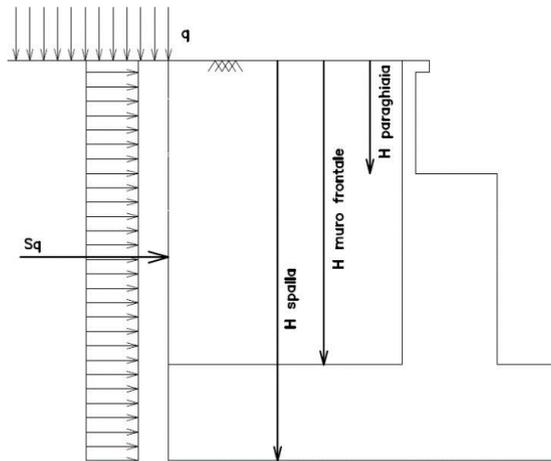


Figura 6-18: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

SPINTE SOVRACCARICHI ACCIDENTALI		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico accidentale q	53.00 kNm q	53.00 kNm q
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	818.87 kN	506.83 kN
	componente orizzontale	818.87 kN	506.83 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	1001.35 kN	654.47 kN
	componente orizzontale	1001.35 kN	654.47 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	238.84 kN	147.83 kN
	componente orizzontale	238.84 kN	147.83 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	292.06 kN	190.89 kN
	componente orizzontale	292.06 kN	190.89 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	238.84 kN	147.83 kN
	componente orizzontale	238.84 kN	147.83 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	292.06 kN	190.89 kN
	componente orizzontale	292.06 kN	190.89 kN
componente verticale	0.00 kN	0.00 kN	

Figura 6-19: Calcolo spinta indotta dal sovraccarico accidentale sui muri della spalla

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

6.12 Azione sismica

6.12.1 Inquadramento sismico

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica si considera:

Longitudine: [9.660477](#)

Latitudine: [46.685744](#)

Classe d'uso: **III**

Coefficiente d'uso $CU = 1.5$

Vita nominale $VN = 50$ anni

Categoria di suolo: **C**

Condizione topografica: **T1**

Fattore di struttura $q = 1$

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si renderebbe necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Tuttavia, viste le piccole inversioni di velocità riscontrate, in questa fase, si fa riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

I terreni interessati possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di categoria B. Tuttavia, nel rispetto del D.g.r. 30 Novembre 2011 - n. IX/2616 – Bollettino ufficiale della Regione Lombardia, si riscontra che i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati e, pertanto, si assume la categoria di suolo più penalizzante e quindi la categoria C.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 39 di 123

6.12.2 Azioni sismiche

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulla spalla si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (coefficiente sismico orizzontale) o k_v (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v W$$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.11.II riportata nella stessa sezione della norma, ed in accordo con il Manuale di

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

Progettazione RFI (Parte II – Sezione 3 – par.3.10.3.1), per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali, si porrà comunque $\beta_m=1$.

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE SISMICA - INERZIE		
F_0	categoria del sottosuolo	C
	fattore per l'amplif. spettrale mass su sito di rif rigido	2.442
a_g	accelerazione orizz mass attesa su sito di rif rigido	1.256 m/s ²
S_s	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica	1.500
S_T	coeff per l'effetto dell'amplif topografica	1
S	fattore della categoria del suolo	1.500
β_m	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito	1
a_{max}	acc orizz mass attesa al sito	1.884 m/s ²
$2 \beta_m$	coeffic maggiorativo della β_m	1.00
k_h	coeff sismico orizzontale	0.192
k_v	coeff sismico verticale	0.096
ψ	ang. Di incl. Rispetto all'orizz del param. Del muro	90 °
β	ang. Di incl. Rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0 °
θ	angolo sopra falda	12.00 °
$\phi-\theta$		20.01 °
$k_a (\beta \leq \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta \leq \phi - \theta$	0.363
$k_a (\beta > \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta > \phi - \theta$	0.844
k_{AE}	coeff. Di spinta attiva (soluzione di Mononobe-Okabe)	0.363
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	2102.37 kN
E_d orizz	componente orizzontale	2102.37 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	577.72 kN
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Sx MS	285.06 kN
E_d orizz	componente orizzontale	285.06 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	70.81 kN
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Dx MD	285.06 kN
E_d orizz	componente orizzontale	285.06 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	70.81 kN

Figura 6-20: Parametri di spinta del terreno in condizioni sismiche

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a quello massimo per la Cat. C, ovvero $SS = 1,50$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 41 di 123

6.12.3 Spinta sismica del terrapieno

La spinta complessiva del terreno sulla spalla in condizione sismica è valutata sulla base della teoria di Mononobe-Okabe. L'utilizzo di K_a è giustificato dal fatto che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta. In particolare, il coefficiente di spinta attiva è stato definito attraverso la seguente espressione:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Dove:

ψ inclinazione paramento interno della spalla;

φ' angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;

δ angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di φ');

ε inclinazione del terreno a tergo della spalla.

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

è un coefficiente definito pari a 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e pari a 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD) (rif. §7.11.6.2.1. del DM 17.01.2018).

L'incremento dovuto all'azione sismica agente sulla spalla (ΔS_{sism}), calcolato come differenza fra la spinta complessiva sismica e quella statica (S_{stat}), viene applicato come illustrato di seguito:

$$S_{stat} = k_a \cdot \left(\frac{\gamma_t h_s^2}{2} + \gamma_t h_r h_s + q h_s \right)$$

è la spinta litostatica;

$$S_{sism} = k_{as} \cdot \left((1 + k_v) \cdot \frac{\gamma_t h_s^2}{2} + \gamma_t h_r h_s + q h_s \right)$$

è la spinta sismica;

$$\Delta S_{sism} = S_{sism} - S_{stat}$$

è l'incremento di spinta sismico;

γ_t è il peso per unità di volume del terreno a tergo della spalla;

q è il sovraccarico agente superiormente (ulteriori strati di terreno, armamento e carico da treno).

Alle azioni sopra indicate si aggiungono le azioni inerziali correlate alle masse strutturali della spalla (muro e platea di fondazione) e del terreno imbarcato; queste ultime pari ad $a_{max} \cdot w_i$, essendo a_{max} l'accelerazione di aggancio dello spettro per la categoria di suolo in oggetto e w_i il peso strutturale della spalla o il peso del terreno gravate sulla platea di fondazione.

Infine, ai carichi sopra indicati si aggiungeranno le azioni trasmesse dall'impalcato alla sommità della spalla.

Alle azioni descritte sono aggiunte quelle concernenti il carico da traffico in funzione del corrispondente coefficiente di combinazione $\psi_2=0.2$.

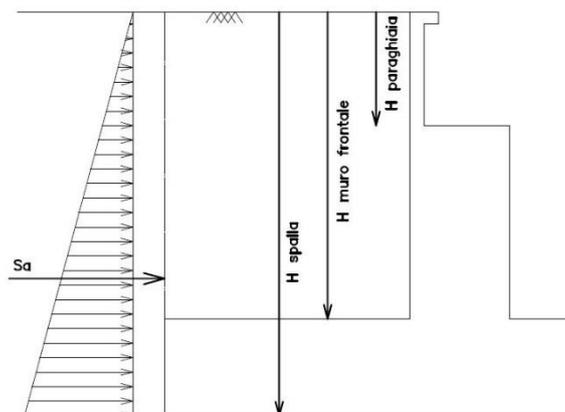


Figura 6-21 - Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

Calcolo sovraspinta sismica	Mononobe - Okabe
	$\Delta E, k_a, M1$
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	1524.65
componente orizzontale	1524.65
componente verticale	0.00
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Sx MS	186.87
componente orizzontale	186.87
componente verticale	0.00
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Dx MD	186.87
componente orizzontale	186.87
componente verticale	0.00
porzione di spinta che agisce sulla platea all'esterno di MF	148.81

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 44 di 123

6.12.4 Valori di progetto

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di ubicazione del *PONTE* in progetto:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

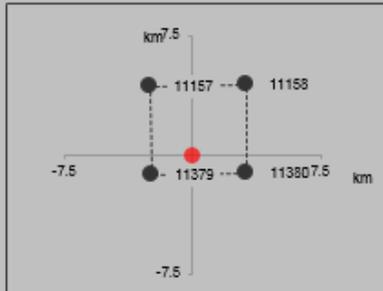
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6-22 - Definizione dell'azione sismica, Fase 1

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.



Figura 6-23 - Definizione dell'azione sismica, Fase 2

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

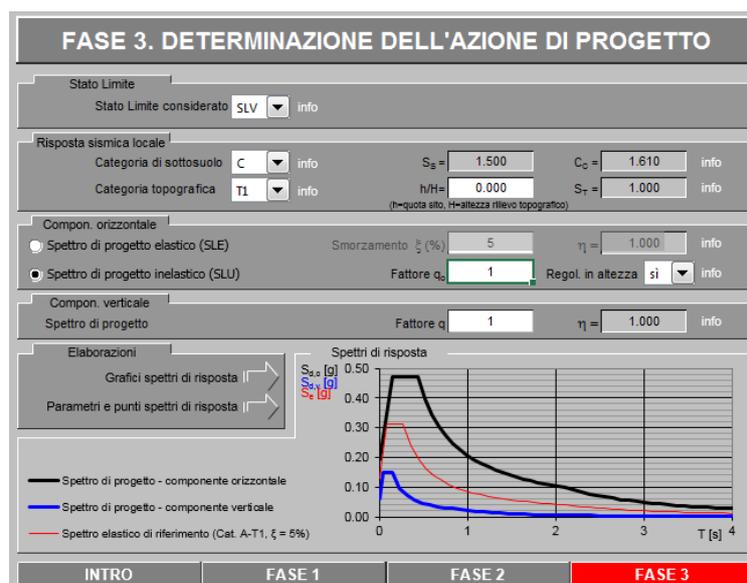
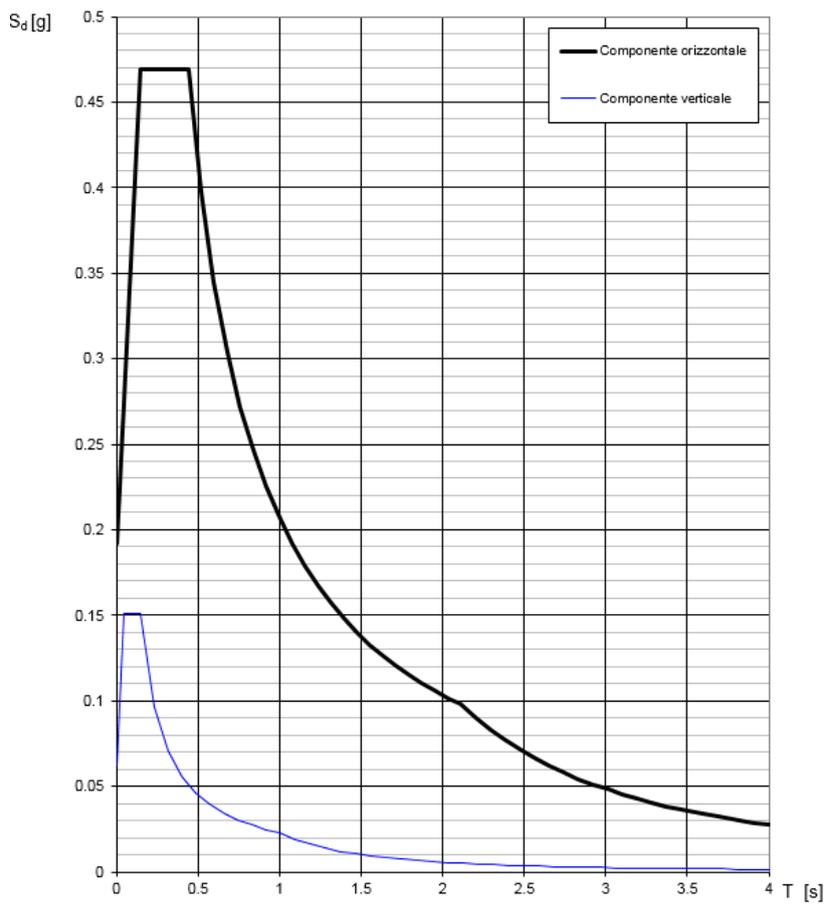


Figura 6-24 - Definizione dell'azione sismica, Fase 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.128 g
F_o	2.442
T_c	0.274 s
S_s	1.500
C_c	1.610
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.147 s
T_C	0.441 s
T_D	2.112 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.192
$T_B \leftarrow$	0.147	0.469
$T_C \leftarrow$	0.441	0.469
	0.520	0.397
	0.600	0.345
	0.680	0.304
	0.759	0.272
	0.839	0.247
	0.918	0.225
	0.998	0.207
	1.078	0.192
	1.157	0.179
	1.237	0.167
	1.316	0.157
	1.396	0.148
	1.476	0.140
	1.555	0.133
	1.635	0.127
	1.714	0.121
	1.794	0.115
	1.874	0.110
	1.953	0.106
	2.033	0.102
$T_D \leftarrow$	2.112	0.098
	2.202	0.090
	2.292	0.083
	2.382	0.077
	2.472	0.071
	2.562	0.067
	2.652	0.062
	2.742	0.058
	2.832	0.054
	2.921	0.051
	3.011	0.048
	3.101	0.045
	3.191	0.043
	3.281	0.041
	3.371	0.038
	3.461	0.036
	3.551	0.035
	3.640	0.033
	3.730	0.031
	3.820	0.030
	3.910	0.029
	4.000	0.027

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 48 di 123

6.12.5 Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente

Si considera la sovraspinta sismica indotta dai sovraccarichi accidentale e permanente, che calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe $S_a = k_{aE} (1-k_v) * q * H$, fornisce i seguenti risultati:

	spinta sismica del sovraccarico accidentale MF	803.19 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	803.19 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico accidentale MS	203.84 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	203.84 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico accidentale MD	203.84 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	203.84 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MF (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MS (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MD (Wood)	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MF	92.84 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MS	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MD	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico ballast MF	322.04 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	322.04 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico ballast MS	57.69 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	57.69 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico ballast MD	57.69 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	57.69 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale ballast MF (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale ballast MS (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale ballast MD (Wood)	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico ballast MF	37.22 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico ballast MS	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico ballast MD	0.00 kN

Figura 6-25: calcolo incremento di spinta in condizioni sismiche

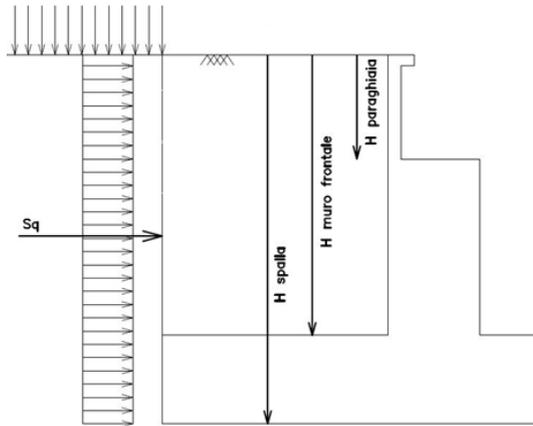


Figura 6-26 - Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

6.12.6 Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in conglomerato armato e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC18 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$, $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ con $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$. Il coefficiente β_m è stato considerato unitario.

$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro frontale	342.41 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro frontale	171.20 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro parag front	34.11 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro parag front	45.22 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro laterale sx	297.41 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro laterale sx	148.70 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro paragh laterale sx	78.56 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro paragh laterale sx	39.28 kN
$F_{h,mtest} = k_h \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia orizz del muro frontale	459.13 kN
$F_{v,mtest} = k_v \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia vert del muro frontale	229.57 kN
$F_{h,prg} = k_h \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia orizz del paraghiaia	47.96 kN
$F_{v,prg} = k_v \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia vert del paraghiaia	23.98 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ($y < 0$)	26.72 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ($y < 0$)	13.36 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ($y > 0$)	26.72 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ($y > 0$)	13.36 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ($y < 0$)	6.13 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ($y < 0$)	3.07 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ($y > 0$)	6.13 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ($y > 0$)	3.07 kN
$F_{h,fond} = k_h \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia orizz della fondazione della spalla	274.86 kN
$F_{v,fond} = k_v \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia vert della fondazione della spalla	137.43 kN

Figura 6-27: calcolo forze inerziali dovute all'azione sismica

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo della spalla, la spinta idrostatica è nulla.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 51 di 123

6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa ai micropali

Le sollecitazioni agenti in testa micropalo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

N , M_l , M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di micropali e J_l , J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa micropalo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i micropali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l , H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

6.14 Riepilogo risultati

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti sulla spalla.

Carico	Elemento						
		Fy (KN)	-Fx (KN)	Fz (KN)	x (m)	y (m)	z (m)
Peso proprio	muro frontale	0	0	-2390	0.23	0.00	3.65
	paraghiaia frontale	0	0	-250	-0.04	0.00	7.00
	muro sinistro	0	0	-139	-1.36	-5.11	3.65
	bandiera muro sx	0	0	-114	0.00	0.00	0.00
	paraghiaia sinistro	0	0	-32	-1.36	-5.11	7.00
	muro destro	0	0	-139	-1.36	5.11	3.65
	bandiera muro dx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghiaia destro	0	0	-32	-1.36	5.11	7.00
	platea	0	0	-1431	0.00	0.00	0.50
	terr riemp su platea	0	0	-1957	-1.36	0.00	4.35
Spinte statiche M1 (k0)	spinta terre su MF	0	-2463	0	-1.36	0.00	2.57
	spinta terre su MS	302	0	0	-1.36	-4.81	3.23
	spinta terre su MD	-302	0	0	-1.36	4.81	3.23
Spinte statiche M1 (ka)	spinta terre su MF	0	-1525	0	-1.36	0.00	2.57
	spinta terre su MS	187	0	0	-1.36	-4.81	3.23
	spinta terre su MD	-187	0	0	-1.36	4.81	3.23
Spinte statiche M2 (k0)	spinta terre su MF	0	-3012	0	-1.36	0.00	2.57
	spinta terre su MS	369	0	0	-1.36	-4.81	3.23
	spinta terre su MD	-369	0	0	-1.36	4.81	3.23
Spinte statiche M2 (ka)	spinta terre su MF	0	-1969	0	-1.36	0.00	2.57
	spinta terre su MS	241	0	0	-1.36	-4.81	3.23
	spinta terre su MD	-241	0	0	-1.36	4.81	3.23
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe D Spinte sismiche Wood	sovraspinta sismica su MF	0	-578	0	-1.36	0.00	2.57
	sovraspinta sismica su MS	98.2	0	0	-1.36	-4.81	3.23
	sovraspinta sismica su MD	-98.2	0	0	-1.36	4.81	3.23
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	spinta oriz sovrac su MF	0	-328	0	-1.36	0.00	3.85
	spinta oriz sovrac su MS	68	0	0	-1.36	0.00	4.35
	spinta oriz sovrac su MD	-68	0	0	-1.36	0.00	4.35
	peso sovraccarico su platea	0	0	-246	0.00	0.00	7.70
Spinte statiche sovraccarico ballast M2	spinta oriz sovrac su MF	0	-401	0	-1.36	0.00	3.85
	spinta oriz sovrac su MS	83	0	0	-1.36	0.00	4.35
	spinta oriz sovrac su MD	-83	0	0	-1.36	0.00	4.35
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-246	0.00	0.00	7.70
Spinte sismiche sovraccarico ballast Mononobe-Okabe / Wood	spinta oriz sovrac su MF	0	-322	0	-1.36	0.00	2.57
	spinta oriz sovrac su MS	58	0	0	-1.36	0.00	3.23
	spinta oriz sovrac su MD	-58	0	0	-1.36	0.00	3.23
Inerzie X sovraccarico ballast	spinta oriz sovrac su MF	0	-37	0	-1.36	0.00	4.35
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.36	-4.81	4.35
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.36	4.81	4.35
Spinte statiche sovraccarico M1	spinta oriz sovrac su MF	0	-819	0	-1.36	0.00	3.85
	spinta oriz sovrac su MS	239	0	0	-1.36	-4.81	4.35
	spinta oriz sovrac su MD	-239	0	0	-1.36	4.81	4.35
	peso sovraccarico su platea	0	0	-871	-1.36	0.00	7.70
Spinte statiche sovraccarico M2	spinta oriz sovrac su MF	0	-1001	0	-1.36	0.00	3.85
	spinta oriz sovrac su MS	292	0	0	-1.36	-4.81	4.35
	spinta oriz sovrac su MD	-292	0	0	-1.36	4.81	4.35
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-871	-1.36	0.00	7.70
Spinte sismiche sovraccarico accidentale Mononobe-Okabe / Wood	spinta oriz sovrac su MF	0	-803	0	-1.36	0.00	3.85
	spinta oriz sovrac su MS	204	0	0	-1.36	-4.81	4.35
	spinta oriz sovrac su MD	-204	0	0	-1.36	4.81	4.35

Figura 6-28: riepilogo azioni agenti sulla spalla 1/2

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	53 di 123

Inerzie X sovraccarico accidentale	spinta orizz. sovracc. su MF	0	-93	0	-1.36	0.00	4.35
	spinta orizz. sovracc. su MS	0	0	0	-1.36	-4.81	4.35
	spinta orizz. sovracc. su MD	0	0	0	-1.36	4.81	4.35
Inerzia X spalla	muro frontale	0	-459	-230	0.23	0.00	3.65
	paragliaia frontale	0	-48	-24	-0.04	0.00	7.00
	muro sinistro	0	-27	-13	-1.36	0.00	3.65
	paragliaia sinistro	0	-6	-3	-1.36	0.00	7.00
	muro destro	0	-27	-13	-1.36	0.00	3.65
	paragliaia destro	0	-6	-3	-1.36	0.00	7.00
	platea	0	-275	-137	0.00	0.00	0.50
Inerzia X terre	Ter di riemp. inf MF	0	-342	-171	-1.36	0.00	3.65
	Ter di riemp. sup TPF	0	-34	-45	-1.36	0.00	7.00
	Ter di riemp. inf MD	0	0	0	-1.36	0.00	3.65
	Ter di riemp. sup TPD	0	0	0	-1.36	0.00	7.00
	Ter di riemp. inf MS	0	0	0	-1.36	0.00	3.65
	Ter di riemp. sup TPS	0	0	0	-1.36	0.00	7.00
Inerzia Y spalla	muro frontale	459	0	-230	0.23	0.00	3.65
	paragliaia frontale	48	0	-24	-0.04	0.00	7.00
	muro sinistro	27	0	-13	-1.36	0.00	3.65
	paragliaia sinistro	6	0	-3	-1.36	0.00	7.00
	muro destro	27	0	-13	-1.36	0.00	3.65
	paragliaia destro	6	0	-3	-1.36	0.00	7.00
	platea	275	0	-137	0.00	0.00	0.50
Inerzia Y terre	Ter di riemp. inf MF	0	0	0	-1.36	0.00	3.65
	Ter di riemp. sup TPF	0	0	0	-1.36	0.00	7.00
	Ter di riemp. inf MD	0	0	0	-1.36	0.00	3.65
	Ter di riemp. sup TPD	0	0	0	-1.36	0.00	7.00
	Ter di riemp. inf MS	297	0	-149	-1.36	0.00	3.65
	Ter di riemp. sup TPS	79	0	-39	-1.36	0.00	7.00
Azioni da impalcato	permanenti strutturali	20.63	0.00	-562.53	0.55	0.00	6.80
	permanenti non strutturali	23.12	0.00	-564.82	0.55	0.00	6.80
	altre azioni permanenti	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	distorsioni e presollecitazioni	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	variazioni termiche	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	viscosità	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	carichi mobili	95.05	0.00	-2890.24	0.55	0.00	6.80
	frenatura	0.34	-822.92	-70.02	0.55	0.00	6.80
	azione centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	serpeggio	320.59	0.00	-17.08	0.55	0.00	6.80
	vento ponte scarico	8.80	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	vento ponte carico	32.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80
	sisma (direzione y) carichi permanenti	41.37	-1021.42	-104.78	0.55	0.00	6.80
	sisma (direzione x) carichi permanenti	585.82	-65.35	-64.88	0.55	0.00	6.80
	sisma (direzione Z) carichi permanenti	7.68	-39.52	-221.98	0.55	0.00	6.80
	resistenze parassite	0.00	-56.37	0.00	0.55	0.00	6.80
attrito carichi mobili	0.00	-115.61	0.00	0.55	0.00	6.80	
azione laterale	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80	
altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	6.80	
Inerzia X permanente/accidentale impalcato	Inerzia X permanente impalcato	585.82	-216.10	-54.02	0.55	0.00	6.80
	Inerzia X sovraccarico accidentale da impalcato	0.00	-1110.30	-277.58	0.55	0.00	6.80
Inerzia Y permanente/accidentale impalcato	Inerzia Y permanente impalcato	108.05	-1021.42	-54.02	0.55	0.00	6.80
	Inerzia Y sovraccarico accidentale da impalcato	555.15	0.00	-277.58	0.55	0.00	6.80

Figura 6-29: riepilogo azioni agenti sulla spalla 2/2.

6.15 Sollecitazioni

6.15.1 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO PARAGHIAIA STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	0	97	-46	0	93
2_A1+M1+R3	0	97	-46	0	93
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	2	51	-20	-1	35
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2	51	-26	-1	27
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	5	32	-20	-5	21
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	5	32	-26	-5	13
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	32	-32	-1	4
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	32	-14	-1	30
1_SLE rara	0	67	-34	0	64
2_SLE rara	0	67	-34	0	64
SLE quasi permanente	0	16	-23	0	9

Figura 6-30: Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia

6.15.2 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno e del sovraccarico sul rilevato a tergo.

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO FRONTALE STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	43	622	-877	-945	2711
2_A1+M1+R3	43	622	-877	-945	2711
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	146	550	-325	-834	2112
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	146	550	-402	-834	2096
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	149	420	-328	-731	1874
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	149	420	-405	-731	1858
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	71	290	-430	-371	1114
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	71	290	-375	-371	1108
1_SLE rara	29	440	-623	-651	1894
2_SLE rara	29	440	-623	-651	1894
SLE quasi permanente	4	227	-349	-23	629

Figura 6-31: Sollecitazioni alla base del muro frontale

6.15.3 Muro andatore sinistro

Si riportano le sollecitazioni agenti alla base del muro andatore sinistro:

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO ANDATORE STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	489	0	-132	-1377	0
2_A1+M1+R3	256	0	-132	-857	0
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	244	19	-60	-872	61
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	244	19	-136	-543	61
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	546	6	-60	-1838	18
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	546	6	-136	-1509	18
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	137	6	-136	-304	18
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	137	6	-136	-304	18
1_SLE rara	348	0	-98	-972	0
2_SLE rara	348	0	-98	-972	0
SLE quasi permanente	211	0	-98	-515	0

Figura 6-32 - Sollecitazioni alla base del muro andatore sinistro

6.15.4 Platea di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa micropali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro della platea. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro della platea di fondazione.

Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	462	6643	-16298	-12289	28117
2_A1+M1+R3	462	6643	-15035	-12289	28945
1_A2+M2+R2	395	6197	-12901	-10554	26175
2_A2+M2+R2	395	6197	-11813	-10554	27655
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	1860	6580	-7327	-13195	25304
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	1860	6580	-8476	-13195	25200
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	2608	5055	-7354	-14370	22231
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	2608	5055	-8504	-14370	22127
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	1046	3652	-9951	-7379	12201
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	1046	3652	-6854	-7379	13168
1_SLE rara	319	4754	-11698	-7358	19033
2_SLE rara	319	4754	-10827	-8450	20819
1_SLE frequente	248	4590	-11104	-6858	17592
2_SLE frequente	248	4590	-10234	-6858	18776
SLE quasi permanente	44	3112	-7858	-298	6851

Figura 6-33: Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	58 di 123

6.15.5 Micropali di fondazione

Sforzi sui Pali di Fondazione per ciascuna combinazione di carico

Sforzo normale su singolo palo = $N_{i,j} = N/n^2 \text{pali} - M \text{ long} / \Sigma x^2 \cdot x_i - M \text{ trasv} / \Sigma y^2 \cdot y_i$
 Sforzo di Taglio orizzontale su singolo palo = $H_{i,j} = (V \text{ long}^2 + V \text{ trasv}^2)^{0.5} / n^2 \text{pali}$

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

Combinazioni	N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	VI [kN]	Vt [kN]	n [-]	V [kN]
1_A1+M1+R3	16298	28117	-12289	6643	462	112	59
2_A1+M1+R3	15035	28945	-12289	6643	462	112	59
1_A2+M2+R2	12901	26175	-10554	6197	395	112	55
2_A2+M2+R2	11813	27655	-10554	6197	395	112	55
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	7327	25304	-13195	6580	1860	112	61
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	8476	25200	-13195	6580	1860	112	61
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	7354	22231	-14370	5055	2608	112	51
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	8504	22127	-14370	5055	2608	112	51
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	9951	12201	-7379	3652	1046	112	34
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	6854	13168	-7379	3652	1046	112	34
1_SLE rara	11698	19033	-7358	4754	319	112	43
2_SLE rara	10827	20819	-8450	4754	319	112	43
1_SLE frequente	11104	17592	-6858	4590	248	112	41
2_SLE frequente	10234	18776	-6858	4590	248	112	41
SLE quasi permanente	7858	6851	-298	3112	44	112	28

palo1	palo2	palo3	palo4	palo5	palo6	palo7	palo8	palo9	palo10	palo11	palo12	palo13	palo14	palo15	palo16	palo17	palo18	palo19	palo20	palo21	palo22	palo23	palo24	palo25
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]									
-338	-346	-355	-363	-371	-379	-388	-396	-404	-412	-420	-427	-433	-439	-446	-453	-460	-466	-472	-478	-484	-490	-496	-502	-508
-365	-373	-381	-390	-398	-406	-414	-423	-431	-439	-447	-453	-460	-466	-472	-478	-484	-490	-496	-502	-508	-514	-520	-526	-532
-338	-345	-352	-359	-366	-374	-381	-388	-395	-402	-409	-414	-419	-425	-431	-437	-442	-447	-452	-457	-462	-467	-472	-477	-482
-376	-383	-390	-397	-404	-411	-418	-425	-432	-439	-446	-452	-457	-462	-467	-472	-477	-482	-487	-492	-497	-502	-507	-512	-517
-363	-371	-380	-389	-398	-407	-416	-424	-433	-442	-451	-457	-464	-471	-477	-483	-489	-495	-501	-507	-513	-519	-525	-531	-537
-350	-359	-368	-377	-386	-394	-403	-412	-421	-430	-439	-445	-452	-459	-465	-472	-479	-485	-492	-498	-505	-511	-518	-524	-531
-301	-310	-320	-330	-339	-349	-358	-368	-378	-387	-397	-404	-411	-419	-427	-434	-441	-448	-455	-462	-469	-476	-483	-490	-497
-289	-298	-308	-317	-327	-337	-346	-356	-365	-375	-385	-392	-399	-406	-413	-420	-427	-434	-441	-448	-455	-462	-469	-476	-483
-114	-119	-124	-129	-134	-139	-144	-149	-153	-158	-163	-167	-171	-175	-47	-52	-57	-62	-67	-72	-77	-82	-87	-92	-97
-160	-165	-170	-175	-179	-184	-189	-194	-199	-204	-209	-213	-217	-220	-88	-93	-98	-103	-108	-113	-118	-122	-127	-132	-137
-226	-231	-236	-241	-246	-251	-256	-261	-266	-271	-276	-279	-283	-287	-123	-128	-133	-138	-143	-148	-153	-158	-163	-167	-172
-264	-269	-275	-281	-286	-292	-298	-303	-309	-315	-320	-325	-329	-333	-151	-156	-162	-168	-173	-179	-185	-190	-196	-202	-207
-206	-211	-216	-220	-225	-229	-234	-238	-243	-248	-252	-256	-259	-263	-111	-116	-120	-125	-129	-134	-139	-143	-148	-152	-157
-236	-241	-246	-250	-255	-259	-264	-268	-273	-278	-282	-286	-289	-293	-135	-139	-144	-148	-153	-158	-162	-167	-171	-176	-180
-57	-57	-57	-58	-58	-58	-58	-58	-59	-59	-59	-59	-59	-59	-20	-21	-21	-21	-21	-21	-22	-22	-22	-22	-22

palo26	palo27	palo28	palo29	palo30	palo31	palo32	palo33	palo34	palo35	palo36	palo37	palo38	palo39	palo40	palo41	palo42	palo43	palo44	palo45	palo46	palo47	palo48	palo49	palo50
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]																								
-274	-280	-286	-33	-41	-49	-58	-66	-74	-82	-90	-99	-107	-115	-121	-127	-134	120	112	103	95	87	79	71	62
-296	-302	-309	-51	-59	-67	-75	-84	-92	-100	-108	-116	-125	-133	-139	-145	-152	106	98	90	82	73	65	57	49
-272	-277	-283	-54	-61	-68	-75	-83	-90	-97	-104	-111	-118	-125	-130	-135	-141	88	81	74	67	59	52	45	38
-302	-307	-312	-76	-83	-90	-97	-104	-111	-118	-125	-132	-139	-146	-152	-157	-162	74	67	60	53	46	39	32	25
-320	-326	-333	-87	-96	-105	-113	-122	-131	-140	-149	-157	-166	-175	-182	-188	-195	51	42	33	24	16	7	-2	-11
-308	-315	-321	-76	-85	-94	-102	-111	-120	-129	-138	-146	-155	-164	-171	-177	-184	61	53	44	35	26	17	9	0
-282	-290	-297	-58	-67	-77	-86	-96	-106	-115	-125	-134	-144	-154	-161	-168	-175	64	54	45	35	26	16	6	-3
-271	-278	-285	-46	-56	-66	-75	-85	-94	-104	-114	-123	-133	-142	-150	-157	-164	75	65	55	46	36	27	17	7
-100	-104	-108	19	14	9	4	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-34	-37	-41	86	81	76	71	66	61	56	51
-141	-145	-148	-16	-21	-26	-31	-36	-41	-46	-51	-56	-60	-65	-69	-73	-77	56	51	46	41	36	31	26	21
-176	-180	-184	-20	-25	-30	-35	-40	-45	-49	-54	-59	-64	-69	-73	-77	-80	83	78	73	68	64	59	54	49
-212	-216	-220	-38	-44	-49	-55	-61	-66	-72	-77	-83	-89	-94	-99	-103	-107	75	69	64	58	52	47	41	35
-160	-164	-167	-16	-20	-25	-29	-34	-39	-43	-48	-52	-57	-61	-65	-68	-72	80	75	71	66	61	57	52	48
-184	-187	-191	-33	-38	-42	-47	-51	-56	-60	-65	-70	-74	-79	-82	-86	-89	69	64	60	55	50	46	41	37
-22	-23	-23	16	16	16	16	16	15	15	15	15	15	14	14	14	14	53	53	53	52	52	52	52	52

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	59 di 123

palo51	palo52	palo53	palo54	palo55	palo56	palo57	palo58	palo59	palo60	palo61	palo62	palo63	palo64	palo65	palo66	palo67	palo68	palo69	palo70	palo71	palo72	palo73	palo74	palo75
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]																								
54	46	38	31	25	19	273	264	256	248	240	231	223	215	207	199	190	184	178	172	425	417	409	401	392
41	32	24	18	12	6	263	255	247	239	231	222	214	206	198	190	181	175	169	163	421	412	404	396	388
31	24	17	12	6	1	230	223	216	209	201	194	187	180	173	166	159	154	148	143	372	365	358	351	343
18	11	3	-2	-7	-13	224	217	210	203	196	189	182	175	167	160	153	148	143	137	374	367	360	353	346
-20	-28	-37	-44	-51	-57	189	180	171	162	153	145	136	127	118	109	101	94	87	81	327	318	309	300	291
-9	-18	-27	-33	-40	-47	199	190	181	172	163	155	146	137	128	119	111	104	97	90	336	327	318	310	301
-13	-22	-32	-39	-46	-54	186	176	166	157	147	138	128	118	109	99	90	82	75	68	307	298	288	279	269
-2	-12	-21	-29	-36	-43	196	186	176	167	157	148	138	128	119	109	100	92	85	78	317	307	298	288	278
46	42	37	33	29	25	153	148	143	138	133	128	123	118	113	108	103	100	96	92	219	214	209	204	200
16	11	6	3	-1	-5	128	123	118	113	108	103	98	93	88	83	78	74	71	67	199	194	189	185	180
44	39	34	30	27	23	186	181	177	172	167	162	157	152	147	142	137	133	130	126	290	285	280	275	270
30	24	19	14	10	6	188	182	177	171	165	160	154	148	143	137	131	127	123	119	301	295	290	284	278
43	38	34	30	27	23	175	171	166	161	157	152	148	143	138	134	129	126	122	119	270	266	261	257	252
32	28	23	19	16	13	170	166	161	157	152	148	143	138	134	129	125	121	118	114	272	268	263	258	254
51	51	51	51	51	51	90	90	89	89	89	89	89	88	88	88	88	88	87	87	126	126	126	126	126

palo76	palo77	palo78	palo79	palo80	palo81	palo82	palo83	palo84	palo85	palo86	palo87	palo88	palo89	palo90	palo91	palo92	palo93	palo94	palo95	palo96	palo97	palo98	palo99	palo100	
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]	[kN]																								
384	376	368	360	351	343	337	331	324	578	570	561	553	545	537	529	520	512	504	496	490	483	477	731	722	
380	371	363	355	347	338	332	326	320	578	569	561	553	545	537	528	520	512	504	496	489	483	477	735	727	
336	329	322	315	308	301	296	290	285	514	507	500	492	485	478	471	464	457	450	443	438	432	427	656	649	
339	331	324	317	310	303	298	293	287	524	517	510	503	495	488	481	474	467	460	453	448	442	437	674	667	
282	274	265	256	247	238	232	225	218	464	456	447	438	429	420	411	403	394	385	376	370	363	356	602	593	
292	283	274	265	257	248	241	234	228	473	464	456	447	438	429	420	412	403	394	385	378	372	365	611	602	
259	250	240	231	221	211	204	197	189	429	419	410	400	391	381	371	362	352	343	333	326	318	311	551	541	
269	259	250	240	230	221	213	206	199	438	428	419	409	399	390	380	371	361	351	342	335	327	320	559	549	
195	190	185	180	175	170	166	162	159	286	281	276	271	266	261	256	251	246	242	237	233	229	225	353	348	
175	170	165	160	155	150	146	143	139	271	266	261	256	251	247	242	237	232	227	222	218	214	211	343	338	
265	260	255	250	245	240	237	233	229	393	388	383	378	373	368	363	358	353	348	344	340	336	332	496	491	
273	267	261	256	250	244	240	236	232	414	408	403	397	391	386	380	374	369	363	357	353	349	345	527	521	
248	243	238	234	229	225	221	218	214	366	361	357	352	348	343	338	334	329	325	320	317	313	310	461	457	
249	245	240	236	231	226	223	219	216	374	369	365	360	356	351	346	342	337	333	328	325	321	318	476	471	
125	125	125	125	125	124	124	124	124	163	163	163	163	162	162	162	162	162	161	161	161	161	200	200	200	

palo101	palo102	palo103	palo104	palo105	palo106	palo107	palo108	palo109	palo110	palo111	palo112
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]											
714	706	698	690	681	673	665	657	648	642	636	630
718	710	702	694	686	677	669	661	653	646	640	634
642	634	627	620	613	606	599	592	585	580	574	569
659	652	645	638	631	624	617	610	603	598	592	587
585	576	567	558	549	540	532	523	514	507	501	494
593	584	575	566	558	549	540	531	522	516	509	502
531	522	512	503	493	483	474	464	455	447	440	433
540	530	520	511	501	492	482	472	463	456	448	441
343	338	333	328	323	318	313	308	303	300	296	292
333	328	323	318	313	308	304	299	294	290	286	282
486	481	476	471	466	461	457	452	447	443	439	436
515	510	504	499	493	487	482	476	470	466	462	457
452	447	443	438	434	429	425	420	415	412	408	405
466	462	457	453	448	444	439	434	430	426	423	419
199	199	199	199	199	198	198	198	198	198	198	197

Figura 6-34: sollecitazioni agenti sui micropali di fondazione

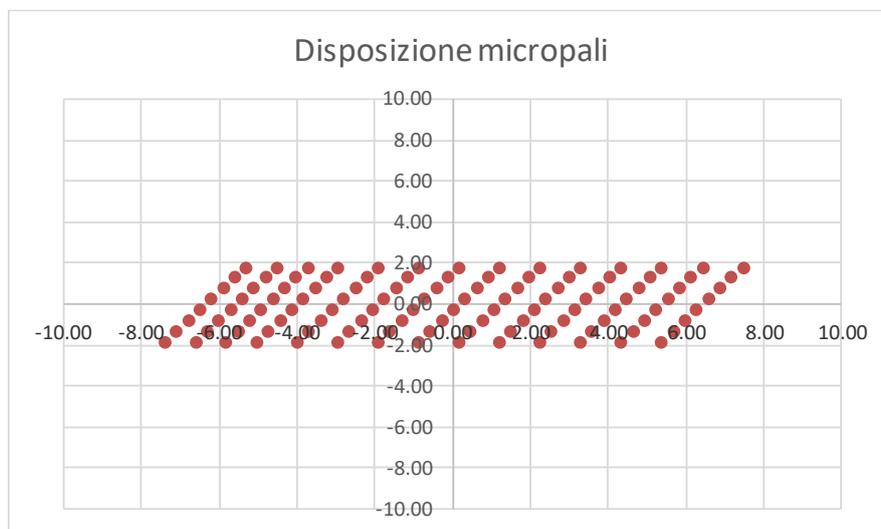


Figura 6-35 - disposizione dei micropali di fondazione

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino				
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. FOGLIO A 60 di 123

6.16 Verifiche degli elementi strutturali

Per gli elementi strutturali della spalla quali, muro frontale, muro paraghiaia, platea di fondazione e micropali di fondazione, vengono svolte le seguenti verifiche:

- ✓ verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU);
- ✓ verifiche tensionali per le combinazioni rare e quasi permanenti (SLE);
- ✓ verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE).

Tutti gli elementi strutturali considerati rispettano le prescrizioni normative rispetto ai quantitativi minimi di armatura secondo quanto prescritto dalle NTC2018 al 7.4.6.2.4 per pareti e al 7.2.5 per la platea di fondazione. Si è soddisfatta conseguentemente anche l'istruzione presente nel MdP RFI Parte II – Sezione 2 al 2.5.2.2.6.

6.16.1 Paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione:

Sezione rettangolare 0.66 x 10.81 m

Armatura verticale

$A_s = \varnothing 16/10$ (lato controterra)

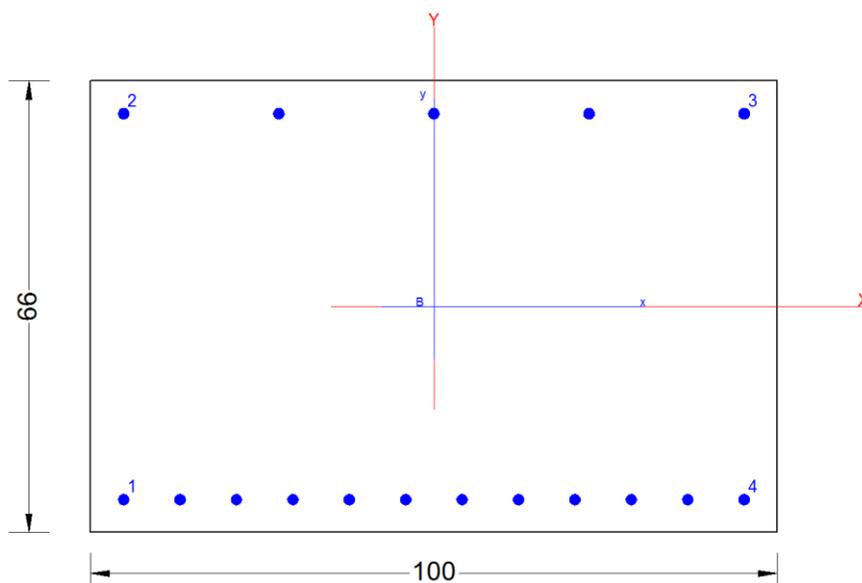
$A'_s = \varnothing 16/20$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \varnothing 14/20$

$A'_s = \varnothing 14/20$

6.16.1.1 Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: MPG_0.66m_VI03_SPA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-33.0
2	-50.0	33.0
3	50.0	33.0
4	50.0	-33.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.2	-28.2	16

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	63 di 123

2	-45.2	28.2	16
3	45.2	28.2	16
4	45.2	-28.2	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	3	2	3	16
2	1	4	10	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	46.00	93.00	0.00
2	46.00	93.00	0.00
3	36.00	88.00	0.00
4	36.00	88.00	0.00
5	20.00	35.00	0.00
6	26.00	27.00	0.00
7	20.00	21.00	0.00
8	26.00	13.00	0.00
9	32.00	4.00	0.00
10	14.00	30.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	34.00	64.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	64 di 123

1	34.00	64.00 (196.35)	0.00 (0.00)
---	-------	----------------	-------------

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	23.00	9.00 (260.26)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	46.00	93.00	46.05	539.82	5.78	34.2(19.8)
2	S	46.00	93.00	46.05	539.82	5.78	34.2(19.8)
3	S	36.00	88.00	36.03	537.29	6.08	34.2(19.8)
4	S	36.00	88.00	36.03	537.29	6.08	34.2(19.8)
5	S	20.00	35.00	20.07	533.24	15.14	34.2(19.8)
6	S	26.00	27.00	26.13	534.78	19.60	34.2(19.8)
7	S	20.00	21.00	20.07	533.24	25.13	34.2(19.8)
8	S	26.00	13.00	26.13	534.78	40.25	34.2(19.8)
9	S	32.00	4.00	32.18	536.32	123.05	34.2(19.8)
10	S	14.00	30.00	14.00	531.71	17.64	34.2(19.8)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00068	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	65 di 123

2	0.00068	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
3	0.00068	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
4	0.00068	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
5	0.00067	-50.0	33.0	0.00046	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
6	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
7	0.00067	-50.0	33.0	0.00046	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
8	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
9	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
10	0.00067	-50.0	33.0	0.00046	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000043081	-0.000741624	----	----
2	0.000000000	0.000043081	-0.000741624	----	----
3	0.000000000	0.000043010	-0.000743627	----	----
4	0.000000000	0.000043010	-0.000743627	----	----
5	0.000000000	0.000042895	-0.000746854	----	----
6	0.000000000	0.000042939	-0.000745630	----	----
7	0.000000000	0.000042895	-0.000746854	----	----
8	0.000000000	0.000042939	-0.000745630	----	----
9	0.000000000	0.000042982	-0.000744406	----	----
10	0.000000000	0.000042852	-0.000748078	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.25	-50.0	33.0	-41.4	37.0	-28.2	1200	24.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.25	-50.0	33.0	-41.4	37.0	-28.2	1200	24.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1 Esito della verifica
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	66 di 123

k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00023	0	0.500	16.0	40	0.00012 (0.00012)	271	0.034 (0.20)	196.35	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.18	-50.0	33.0	-2.9	37.0	-28.2	1200	24.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0	0.500	16.0	40	0.00001 (0.00001)	271	0.002 (0.20)	260.26	0.00

6.16.1.2 Verifica a taglio del muro paraghiaia

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio.

Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\varnothing 10/m^2$.

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}

Cls condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

\varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

\varnothing_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 11513.8 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

$ctg\theta$ 1.00 (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì

No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica

σ N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

$ctg\theta$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V_{Rd} KN > V_{Ed} KN

LA VERIFICA E' SODDISFATTA. NON E' NECESSARIA ARMATURA SPECIFICA A TAGLIO

6.16.2 Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione:

Sezione rettangolare 1.65 x 10.81 m

Armatura verticale

$A_s = \varnothing 26/10 + \varnothing 26/10 + \varnothing 26/20$ (lato controterra)

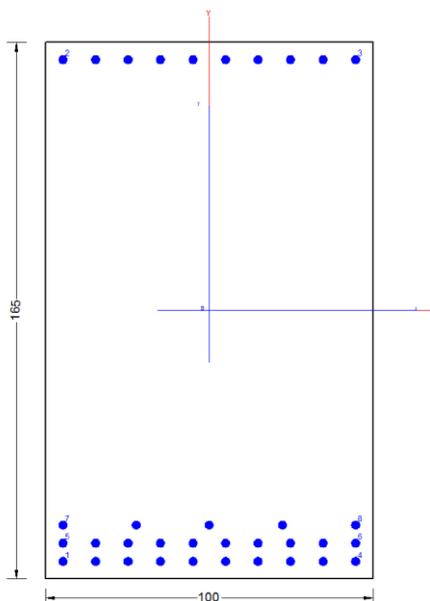
$A's = \varnothing 26/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \varnothing 18/20 + \varnothing 16/20$ (lato controterra)

$A's = \varnothing 18/20$ (lato esterno)

6.16.2.1 Verifica a pressoflessione del muro frontale



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: MF_1.65m_VI03_SPA

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	69 di 123

Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.120 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-82.5
2	-50.0	82.5
3	50.0	82.5
4	50.0	-82.5

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.7	-77.2	26
2	-44.7	77.2	26
3	44.7	77.2	26
4	44.7	-77.2	26
5	-44.7	-71.6	26
6	44.7	-71.6	26
7	-44.7	-66.0	26
8	44.7	-66.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	70 di 123

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	26
2	1	4	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	877.00	2711.00	-945.00	0.00	0.00
2	877.00	2711.00	-945.00	0.00	0.00
3	707.00	2520.00	-813.00	0.00	0.00
4	707.00	2520.00	-813.00	0.00	0.00
5	325.00	2112.00	-834.00	0.00	0.00
6	402.00	2096.00	-834.00	0.00	0.00
7	328.00	1874.00	-731.00	0.00	0.00
8	405.00	1858.00	-731.00	0.00	0.00
9	430.00	1114.00	-371.00	0.00	0.00
10	375.00	1108.00	-371.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	623.00	1894.00	-651.00
2	623.00	1894.00	-651.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	623.00	1894.00 (879.29)	-651.00 (-302.23)
2	623.00	1894.00 (879.29)	-651.00 (-302.23)

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	71 di 123

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	349.00	629.00 (1565.57)	-23.00 (-57.25)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	877.00	2711.00	-945.00	877.11	4370.20	-1536.33	1.60	185.8(49.5)
2	S	877.00	2711.00	-945.00	877.11	4370.20	-1536.33	1.60	185.8(49.5)
3	S	707.00	2520.00	-813.00	706.70	4542.91	-1431.99	1.79	185.8(49.5)
4	S	707.00	2520.00	-813.00	706.70	4542.91	-1431.99	1.79	185.8(49.5)
5	S	325.00	2112.00	-834.00	325.18	3867.05	-1506.50	1.82	185.8(49.5)
6	S	402.00	2096.00	-834.00	402.27	3882.89	-1526.03	1.84	185.8(49.5)
7	S	328.00	1874.00	-731.00	327.98	3886.07	-1502.62	2.06	185.8(49.5)
8	S	405.00	1858.00	-731.00	404.94	3901.23	-1522.25	2.09	185.8(49.5)
9	S	430.00	1114.00	-371.00	429.85	4344.87	-1409.28	3.83	185.8(49.5)
10	S	375.00	1108.00	-371.00	374.73	4245.70	-1421.32	3.78	185.8(49.5)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00134	-50.0	82.5	0.00119	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
2	0.00134	-50.0	82.5	0.00119	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
3	0.00132	-50.0	82.5	0.00118	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	72 di 123

4	0.00132	-50.0	82.5	0.00118	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
5	0.00124	-50.0	82.5	0.00109	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
6	0.00125	-50.0	82.5	0.00110	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
7	0.00124	-50.0	82.5	0.00109	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
8	0.00125	-50.0	82.5	0.00111	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
9	0.00127	-50.0	82.5	0.00113	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2
10	0.00126	-50.0	82.5	0.00112	-44.7	77.2	-0.00196	44.7	-77.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000016652	0.000010754	-0.000381953	----	----
2	-0.000016652	0.000010754	-0.000381953	----	----
3	-0.000015417	0.000011359	-0.000390484	----	----
4	-0.000015417	0.000011359	-0.000390484	----	----
5	-0.000017736	0.000009479	-0.000431918	----	----
6	-0.000017839	0.000009491	-0.000426425	----	----
7	-0.000017653	0.000009538	-0.000431069	----	----
8	-0.000017759	0.000009547	-0.000425609	----	----
9	-0.000015693	0.000010917	-0.000412261	----	----
10	-0.000016041	0.000010642	-0.000417890	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.18	-50.0	82.5	-157.9	44.7	-77.2	1001	47.8
2	S	8.18	-50.0	82.5	-157.9	44.7	-77.2	1001	47.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.18	-50.0	82.5	-157.9	44.7	-77.2	1001	47.8
2	S	8.18	-50.0	82.5	-157.9	44.7	-77.2	1001	47.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	73 di 123

sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max^*(e_{sm} - e_{cm}) [(7.8)EC2 \text{ e } (C4.1.7)NTC]$. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00085	0	0.500	26.0	40	0.00062 (0.00047)	229	0.141 (0.20)	879.29	-302.23
2	S	-0.00085	0	0.500	26.0	40	0.00062 (0.00047)	229	0.141 (0.20)	879.29	-302.23

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.60	-50.0	82.5	-26.7	44.7	-77.2	2543	132.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00014	0	0.500	26.0	40	0.00008 (0.00008)	221	0.018 (0.20)	1565.57	-57.25

6.16.2.2 Verifica a taglio del muro frontale

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio.

Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\phi 10$ al m^2 .

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}

Cls condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm^2 area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

ϕ_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

ϕ_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 31869.8 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

$ctg\theta$ 2.48 (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì

No

τ N/ mm^2 tensione tangenziale corda baricentrica

σ N/ mm^2 tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

$ctg\theta_l$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V_{Rd} KN > V_{Ed} KN

LA VERIFICA E' SODDISFATTA. NON E' NECESSARIA ARMATURA SPECIFICA A TAGLIO

6.16.3 Muro andatore sinistro

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione:

Sezione rettangolare 0.6 x 1.75 m

Armatura verticale

$A_s = \varnothing 26/10 + \varnothing 26/10 + \varnothing 26/20$ (lato controterra)

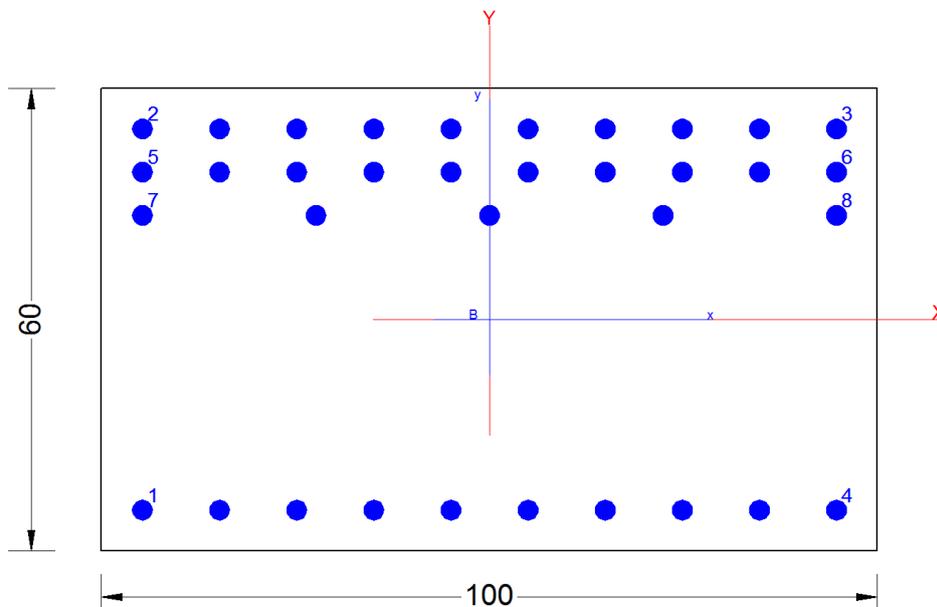
$A's = \varnothing 26/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \varnothing 18/20 + \varnothing 16/20$ (lato controterra)

$A's = \varnothing 18/20$ (lato esterno)

6.16.3.1 Verifica a pressoflessione del muro andatore sinistro



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: MAS_0.6m_VI03_SPA

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	76 di 123

Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-30.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.7	-24.7	26
2	-44.7	24.7	26
3	44.7	24.7	26
4	44.7	-24.7	26
5	-44.7	19.1	26
6	44.7	19.1	26
7	-44.7	13.5	26
8	44.7	13.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	77 di 123

N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	132.00	-1377.00	0.00	0.00	0.00
2	132.00	-857.00	0.00	0.00	0.00
3	98.00	-1376.00	0.00	0.00	0.00
4	98.00	-1376.00	0.00	0.00	0.00
5	60.00	-872.00	61.00	0.00	0.00
6	136.00	-543.00	61.00	0.00	0.00
7	60.00	-1838.00	18.00	0.00	0.00
8	136.00	-1509.00	18.00	0.00	0.00
9	136.00	-304.00	18.00	0.00	0.00
10	136.00	-304.00	18.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	-972.00	0.00
2	98.00	-972.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	-972.00 (-239.09)	0.00 (0.00)
2	98.00	-972.00 (-239.09)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	-515.00 (-241.35)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	132.00	-1377.00	0.00	132.23	-1906.07	0.00	1.38	185.8(18.0)
2	S	132.00	-857.00	0.00	132.23	-1906.07	0.00	2.22	185.8(18.0)
3	S	98.00	-1376.00	0.00	97.71	-1900.67	0.00	1.38	185.8(18.0)
4	S	98.00	-1376.00	0.00	97.71	-1900.67	0.00	1.38	185.8(18.0)
5	S	60.00	-872.00	61.00	59.77	-1801.36	124.40	2.06	185.8(18.0)
6	S	136.00	-543.00	61.00	136.04	-1759.27	196.37	3.22	185.8(18.0)
7	S	60.00	-1838.00	18.00	59.78	-1881.35	21.81	1.02	185.8(18.0)
8	S	136.00	-1509.00	18.00	135.76	-1888.18	25.33	1.25	185.8(18.0)
9	S	136.00	-304.00	18.00	135.81	-1829.37	103.14	5.95	185.8(18.0)
10	S	136.00	-304.00	18.00	135.81	-1829.37	103.14	5.95	185.8(18.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00176	-50.0	-30.0	0.00140	-44.7	-24.7	-0.00196	44.7	24.7
2	0.00176	-50.0	-30.0	0.00140	-44.7	-24.7	-0.00196	44.7	24.7
3	0.00175	-50.0	-30.0	0.00139	-44.7	-24.7	-0.00196	44.7	24.7
4	0.00175	-50.0	-30.0	0.00139	-44.7	-24.7	-0.00196	44.7	24.7

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	79 di 123

5	0.00174	50.0	-30.0	0.00139	44.7	-24.7	-0.00196	-44.7	24.7
6	0.00177	50.0	-30.0	0.00142	44.7	-24.7	-0.00196	-44.7	24.7
7	0.00174	50.0	-30.0	0.00138	44.7	-24.7	-0.00196	-44.7	24.7
8	0.00176	50.0	-30.0	0.00140	44.7	-24.7	-0.00196	-44.7	24.7
9	0.00177	50.0	-30.0	0.00141	44.7	-24.7	-0.00196	-44.7	24.7
10	0.00177	50.0	-30.0	0.00141	44.7	-24.7	-0.00196	-44.7	24.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000067951	-0.000278098	----	----
2	0.000000000	-0.000067951	-0.000278098	----	----
3	0.000000000	-0.000067748	-0.000283114	----	----
4	0.000000000	-0.000067748	-0.000283114	----	----
5	0.000002253	-0.000063720	-0.000281911	----	----
6	0.000003542	-0.000061985	-0.000267146	----	----
7	0.000000326	-0.000066971	-0.000287716	----	----
8	0.000000469	-0.000067144	-0.000277080	----	----
9	0.000001875	-0.000064789	-0.000272393	----	----
10	0.000001875	-0.000064789	-0.000272393	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	11.82	-50.0	-30.0	-195.5	34.8	24.7	1150	106.2
2	S	11.82	-50.0	-30.0	-195.5	34.8	24.7	1150	106.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	11.82	-50.0	-30.0	-195.5	34.8	24.7	1150	106.2
2	S	11.82	-50.0	-30.0	-195.5	34.8	24.7	1150	106.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	80 di 123

wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00116	0	0.500	26.0	40	0.00087 (0.00059)	184	0.160 (0.20)	-239.09	0.00
2	S	-0.00116	0	0.500	26.0	40	0.00087 (0.00059)	184	0.160 (0.20)	-239.09	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.33	-50.0	-30.0	-101.9	34.8	24.7	1100	106.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00060	0	0.500	26.0	40	0.00044 (0.00031)	182	0.080 (0.20)	-241.35	0.00

6.16.3.2 Verifica a taglio del muro andatore sinistro

Caratteristiche materiali

Cl_s R_{ck}

Cl_s condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

Ø_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

Ø_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 10290.9 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

ctgθ 2.48 (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì

No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica

σ₁ N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

ctgθ_l valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V_{Rd} KN < V_{Ed} KN

Si dispongono staffe Ø10/20 a 4 bracci per metro di sezione.

6.16.4 Platea di fondazione

Per la verifica strutturale della platea di fondazione si è confrontato, con riferimento ad una striscia unitaria orientata secondo l'allineamento di micropali presa sia a monte che a valle del muro frontale, il comportamento a mensola tozza rispetto a quello a mensola snella.

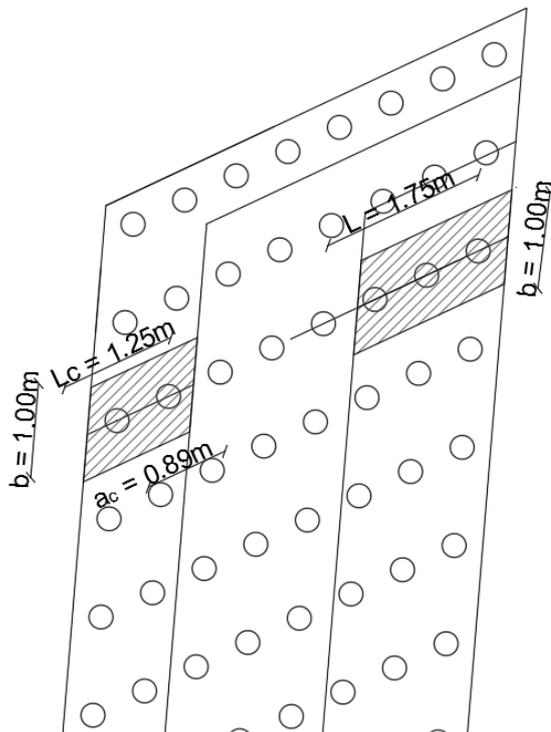


Figure 6-1 – Geometrie considerate per la mensola snella (lato Monte) e per la mensola tozza (lato valle)

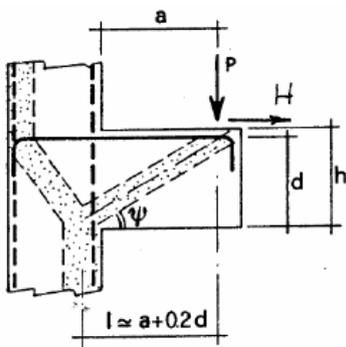


Figure 6-2 - Meccanismo tirante puntone della mensola tozza

Dati i bassi valori di sollecitazione, rispetto alla cautelatività dell'approccio adottato ed ai meccanismi resistenti ipotizzati, per l'elemento in oggetto in questa fase progettuale si omettono le verifiche SLE tensionali e a fessurazione.

I massimi valori delle sollecitazioni ripartite in corrispondenza dei micropali vengono riportati di seguito:

Micropalo più sollecitato		
Comb	N [kN]	Vy [kN]
SLU	735	59
SLU	-466	59
SISMICA	611	61
SISMICA	-471	61
SLE_RARA	527	-
SLE_RARA	-333	-
SLE_FREQ	476	-
SLE_FREQ	-293	-
SLE_QP	200	-
SLE_QP	-59	-

Per la verifica sullo schema a mensola tozza si considera cautelativamente agente un carico puntuale pari alla risultante di 2 micropali (valore massimo di quelli sopra riportati), applicata in corrispondenza del micropalo più lontano in modo da avere gli effetti peggiori. Per la verifica a mensola snella si considerano i 3 carichi relativi ai 3 micropali nelle posizioni reali ma cautelativamente, di intensità pari alla massima.

Risulta più stringente la verifica effettuata sulla mensola snella.

Dati di progetto

b	1.00	[m]	dimensione trasversale della sezione di verifica
h	1.00	[m]	dimensione verticale della sezione di verifica
L	1.75	[m]	Lunghezza mensola di verifica
c	40	[mm]	copriferro al netto delle armature
P _{Ed}	733	[kN]	carico risultante VERTICALE sui micropali considerati
H _{Ed}	59	[kN]	carico risultante ORIZZONTALE sui micropali considerati

Si dispongono, come di seguito specificato, armature \varnothing 30/10 in direzione longitudinale e armature \varnothing 30/20 in direzione trasversale.

Armatura di estradosso

1° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	85	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

2° strato di armatura

ϕ long	0	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	0	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	145	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

Armatura di intradosso

1° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	85	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

2° strato di armatura

ϕ long	0	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	0	[mm]	diametro barre trasversali
ib	200	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	145	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

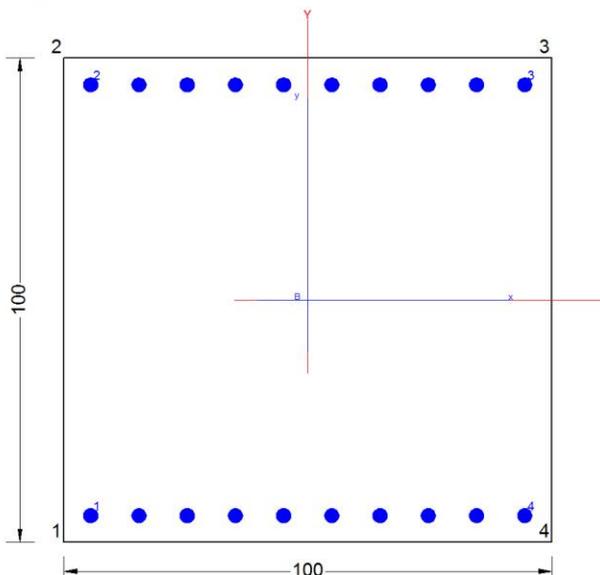
La mensola schematizzata è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

a1	0.2	[m]	distanza P1 da incastro
a2	0.8	[m]	distanza P2 da incastro
a3	1.4	[m]	distanza P3 da incastro

M	1789.2	[kNm]
Vy	2199	[kN]
Vx	177	[kN]

6.16.4.1 Verifica a flessione

Nome sezione: Plinto mensola snella
Coprif. netto minimo barre long.: 4.0 cm Coprif. netto staffe: 0.0 cm



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Platea mensola snella

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-50.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	-50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	-44.5	30
2	-44.5	44.5	30
3	44.5	44.5	30
4	44.5	-44.5	30

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	30
2	2	3	8	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	1789.20	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1789.20	0.00	2381.68	1.33	70.7(15.8)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00085	0.304	-50.0	50.0	0.00069	-44.5	44.5	-0.00196	-44.5	-44.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000029746	-0.000632795	0.304	0.820

6.16.4.1 Verifica a taglio

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}

Cls condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

\varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

\varnothing_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 16445.2 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

$ctg\theta$ 2.48 (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì

No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica

σ N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

$ctg\theta$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V_{Rd} KN < V_{Ed} KN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Si dispongono staffe $\varnothing 10/10$ a 4 bracci per metro di sezione.

 ITOLFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

6.17 Verifiche strutturali e geotecniche dei micropali di fondazione

6.17.1 Metodologie di calcolo capacità portante dei micropali

6.17.1.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei micropali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente NTC2018. La verifica della capacità portante dei micropali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei micropali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del micropalo (o a trazione R_{tk}) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per il *PONTE* in oggetto verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei micropali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 1 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei micropali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per il calcolo delle portanza è stato utilizzato un valore ξ_3 pari a 1.70.

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”, verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 91 di 123

$N_{\max,SLE} < Q_{ll} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{ll} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

6.17.1.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portanza laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 92 di 123

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{1,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{1,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{1,max}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75$ kPa.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 93 di 123

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Inoltre, per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci; in particolare si è controllato che:

$$\tau_i > 0.23 \cdot \sigma'_v$$

$$\tau_i < 0.25 \cdot \sigma'_v$$

Per i depositi coesivi del substrato la tensione tangenziale può essere valutata con la correlazione di Burland (1993):

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

dove

$$\beta = 0.1 + 0.4 \cdot c_u / \sigma'_v \quad (\text{con } \beta > 0.23, \text{ AGI dicembre 1984}).$$

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate;

σ'_v = tensioni verticali efficaci;

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 120 kPa per terreni coesivi del substrato).

Portanza di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

In questo caso è stato trascurato ogni contributo dovuto a questo termine trattandosi di micropali.

Nelle analisi è stato considerato un incremento del diametro di calcolo per la resistenza del micropalo di un fattore pari a $\alpha=1.1$, considerando una modalità esecutiva tipo IGU e i terreni in sito.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 94 di 123

6.17.1.3 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Q_d” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_P$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_P = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione (= γ_{st} · ξ₃).

6.17.1.4 Verifica a carico limite verticale di una palificata

La valutazione del carico limite verticale di una palificata, è eseguito come di seguito indicato:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del micropalo singolo per il numero N di micropali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere E = 1 (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$

dove:

E = efficienza della palificata

n = numero di pali per fila

m = numero di file

Φ = arctg (D/i) con D = diametro pali, i = interasse pali.

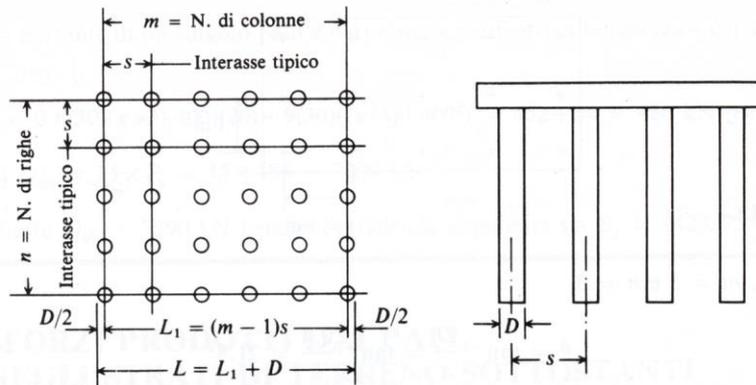


Figura 6-36: Efficienza di un gruppo di pali: schema di calcolo

Di seguito si riportano i valori riportati nelle analisi:

SPALLE						parametri di calcolo			
D (m)	A (m2)	n pali	interasse medio (m)	m	n	$\theta/(\pi/2)$			eta
0.25	0.049063	112	0.82	14	8	0.2	1.80	0.34	0.66

Di seguito si riportano le curve di portanza del singolo micropalo di diametro 250mm.

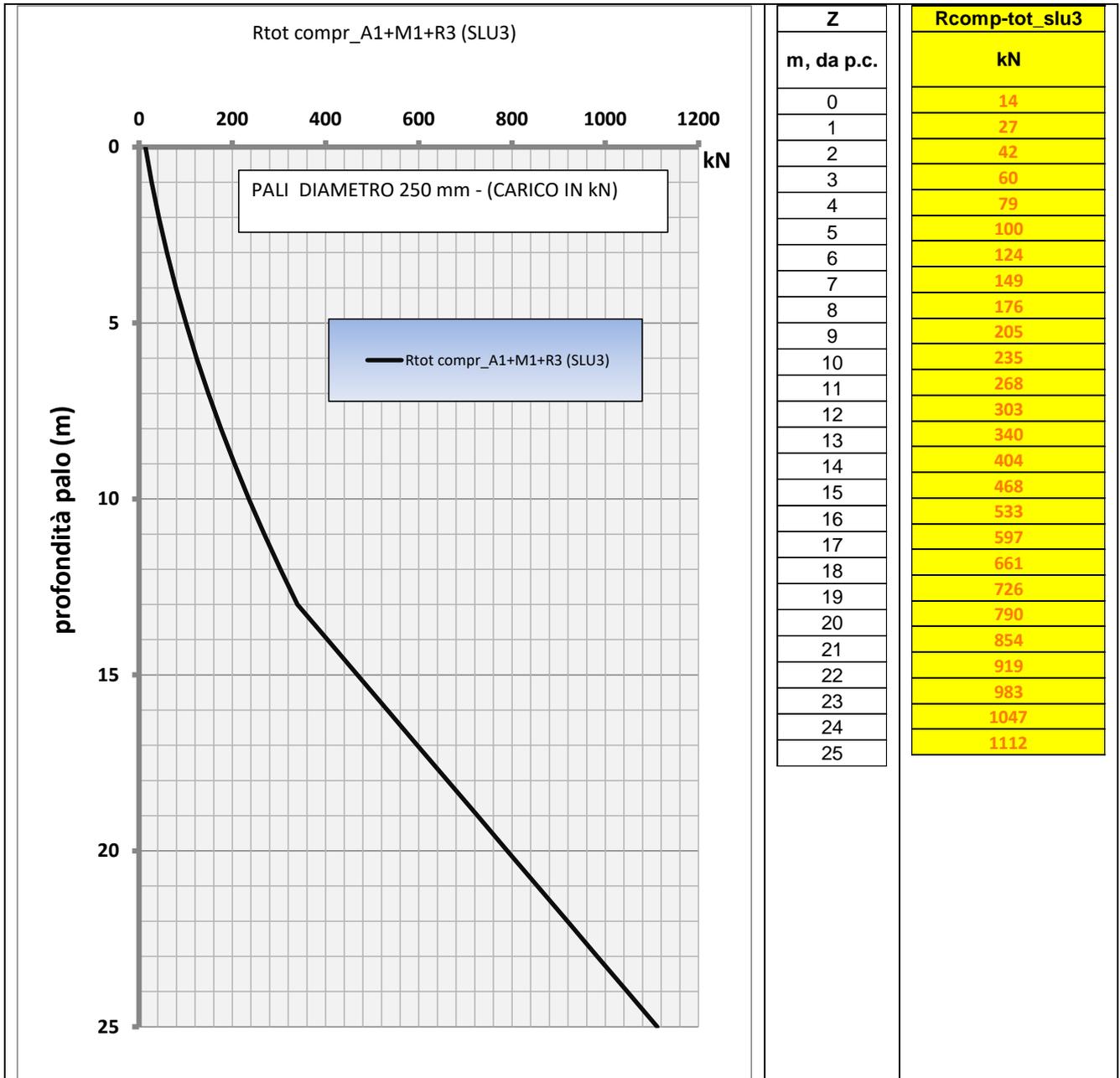


Figura 6-37: Spalla – Curva di portanza del palo d=250 mm (SLU compressione) spalla

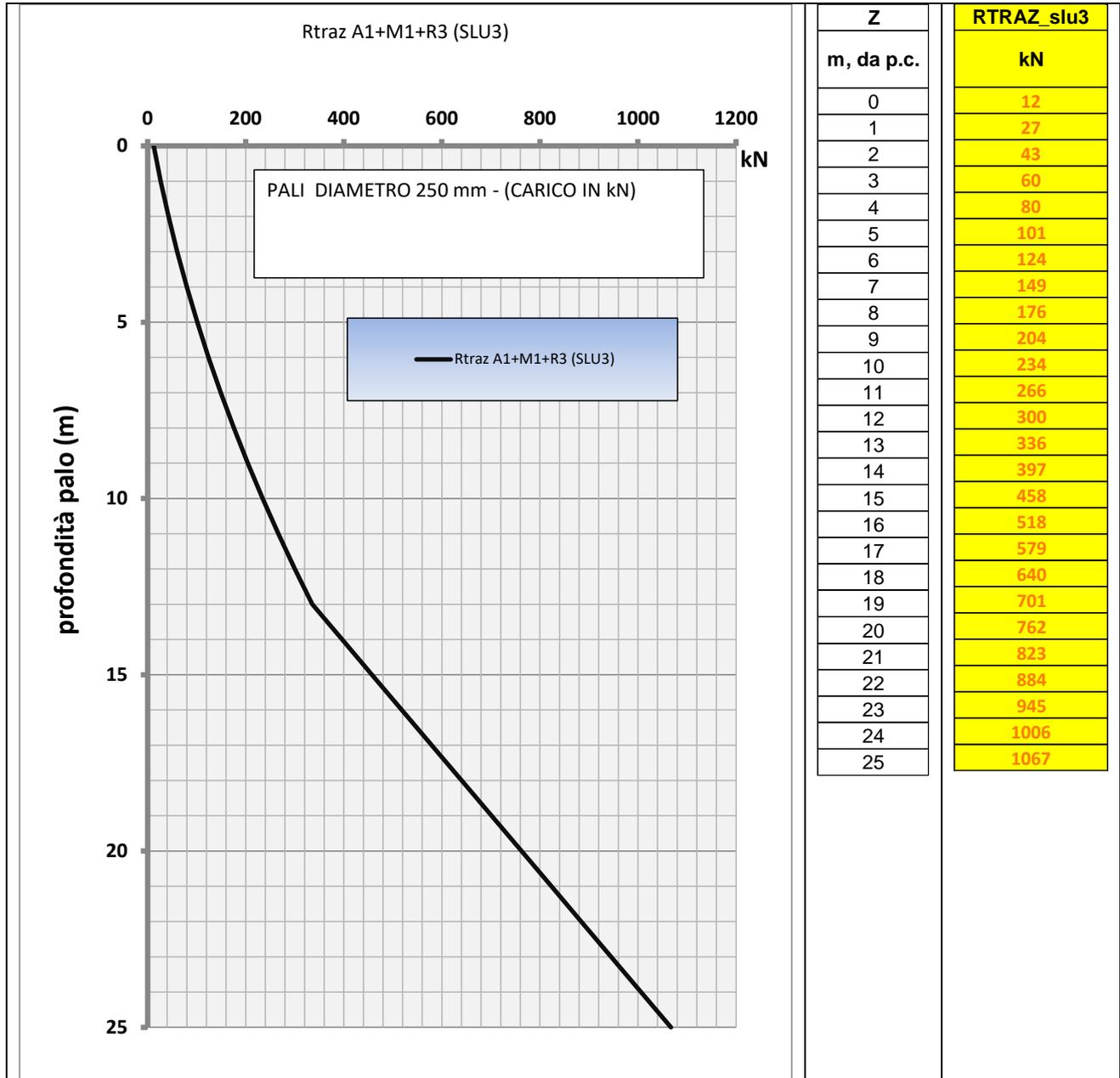


Figura 6-38: Spalla – Curva di portanza del palo d=250 mm (SLU trazione) spalla

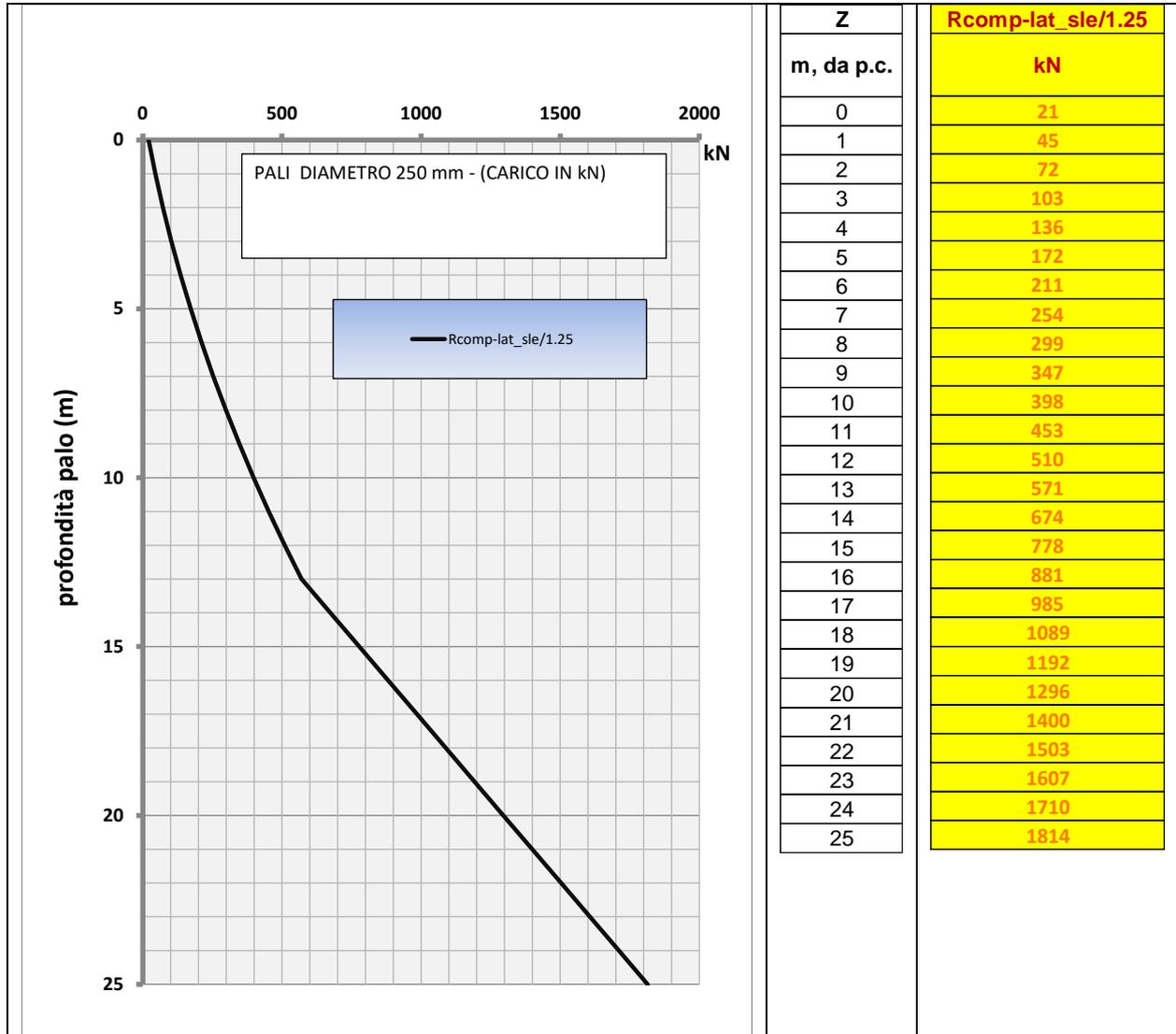


Figura 6-39: Spalla – Curva di portanza del palo d=250 mm (SLE compressione_laterale/1.25) spalla

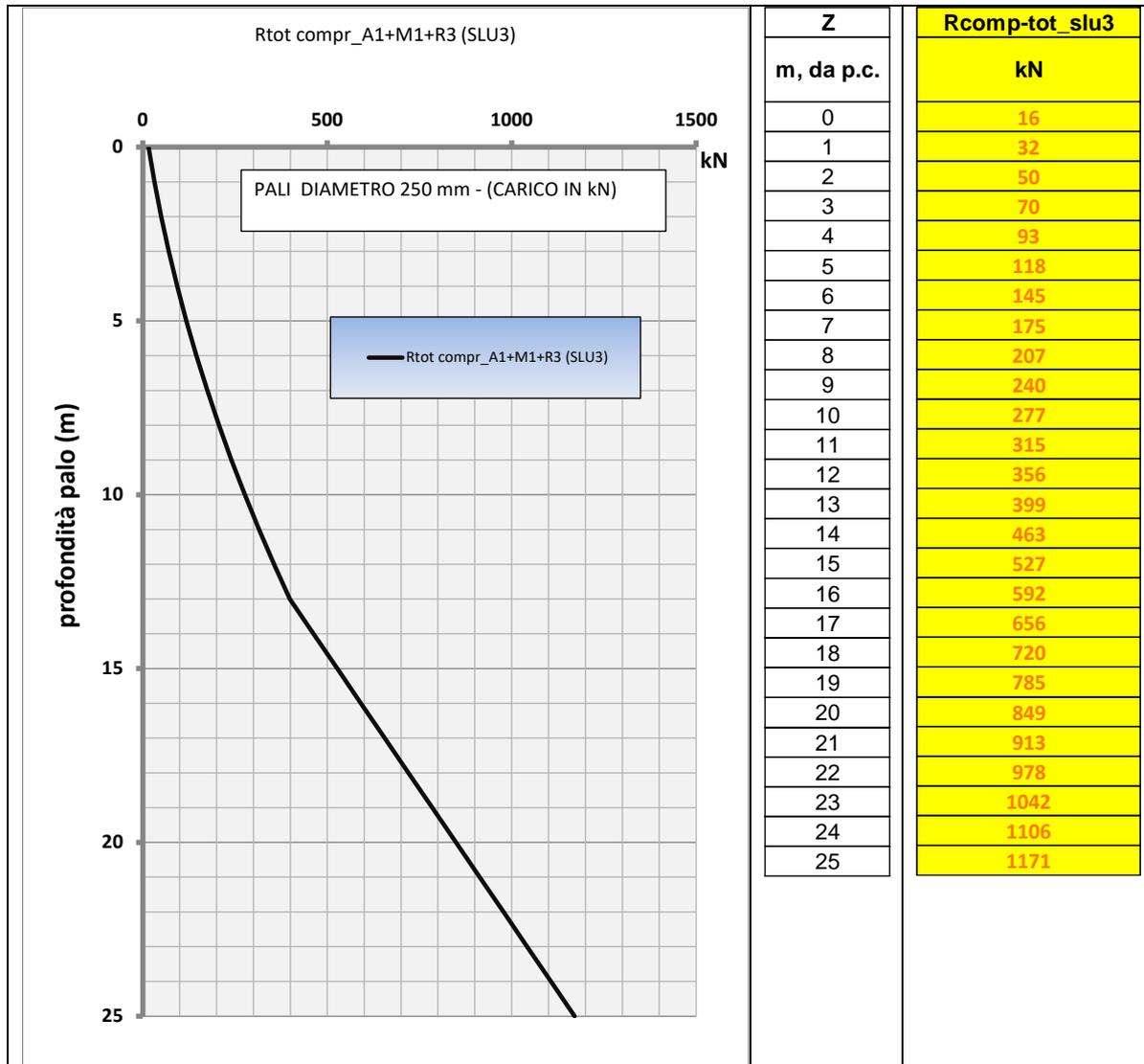


Figura 6-40: Spalla – Curva di portanza del palo d=250 mm (SLU compressione) spalla in tensioni efficaci

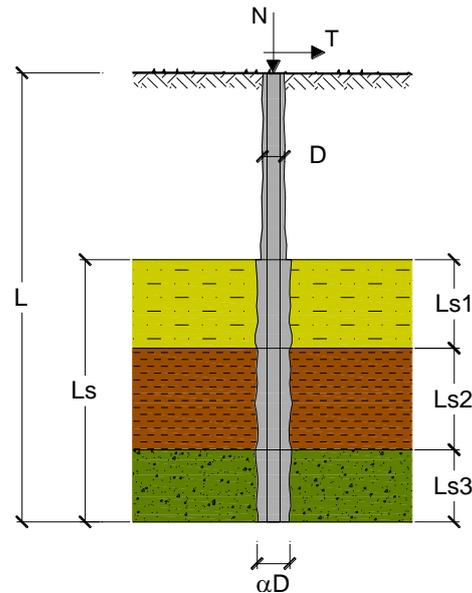
N.B. per il calcolo in tensioni efficaci l'unità Ug3b è stata considerata come incoerente considerando solamente l'angolo d'attrito per il calcolo della resistenza

Di seguito si riporta anche una valutazione secondo la formulazione di Bustamente e Doix (1985), considerando un valore di N_{spt} pari a 8 per il calcolo dell'aderenza per l'unità ug3b.

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO
OPERA: VI03

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	733.00	0.00	733.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

 Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.25 (m)**

 Lunghezza del micropalo (L): **20.00 (m)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l s_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $l s_i$ (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug3b	13.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.036	402.14
Ug4	7.00	1.10	0.28	0.130	0.130	0.066	402.14
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 20.00 \quad (m) \quad \quad \quad QI = 804.28 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

 $Qp =$

0.00

(kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

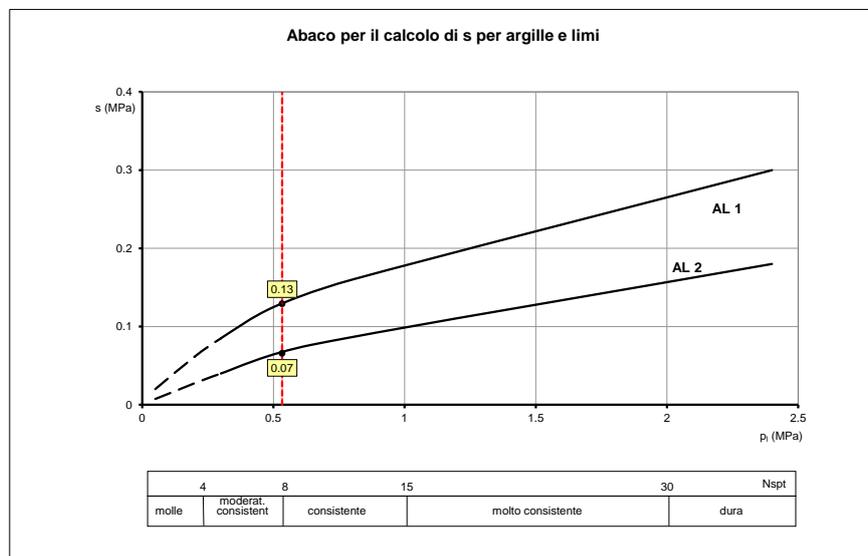
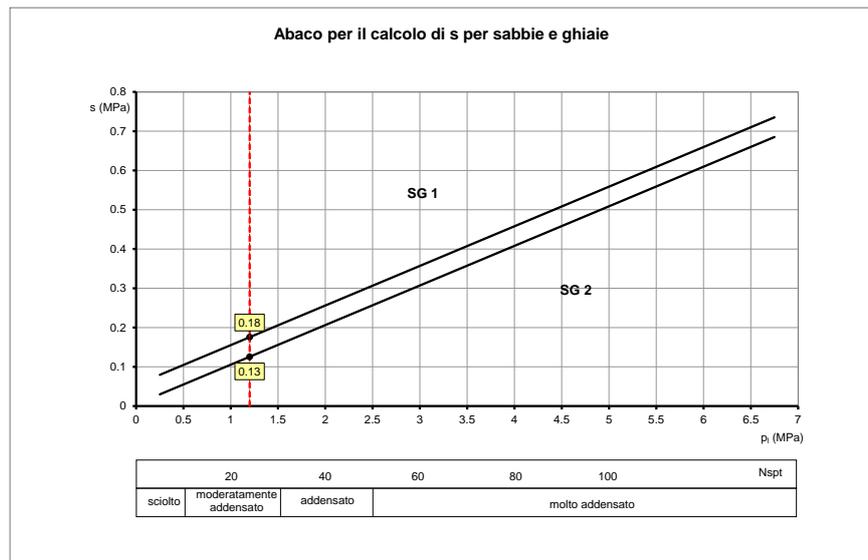
COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N$$

 ($Fs > 1$)

$$Qlim = 804.28 \quad (kN)$$

$$Fs = 1.10$$



6.17.1.5 Risultati

In base all'analisi dei carichi svolta e di seguito riepilogata, si calcolano le lunghezze dei micropali secondo le curve di portanza sopra mostrate e i coefficienti riduttivi che tengono conto dell'effetto di gruppo.

in kN		in kN			fx	Indice	Combinazioni
somma alg.	somma positivi	n.pali compr.	max compr	max traz.	N°riga		
16001	25992	70	728	-438	1	1_A1+M1+R3	
14739	25668	70	733	-465	2	2_A1+M1+R3	
12646	22777	70	654	-424	3	1_A2+M2+R2	
11557	22951	67	672	-462	4	2_A2+M2+R2	
7043	19098	62	601	-470	5	sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	
8192	19682	63	609	-458	6	sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	
7051	17361	63	549	-418	7	sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	
8200	17954	64	557	-406	8	sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	
9767	13121	74	351	-174	9	sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	
6670	11688	68	342	-220	10	sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	
11515	18001	70	494	-286	11	1_SLE rara	
10625	18470	70	525	-333	12	2_SLE rara	
10929	16816	70	460	-262	13	1_SLE frequente	
10058	16937	70	474	-292	14	2_SLE frequente	
7796	8906	84	198	-59	15	SLE quasi permanente	

Riepilogando si ha:

N_{max_SLU} micropalo spalla: 733 kN

N_{min_SLU} micropalo spalla: -470 kN

N_{max_SLE} micropalo spalla: 525 kN

$N_{GLOBALE PALIFICATA IN COMPRESSIONE}$ spalla: 25992 kN in totale su 70 elementi compressi

Considerando quindi per la spalla, una lunghezza di 20 m del singolo micropalo, si riportano i valori minimi di resistenza:

L = 20 m

$N_{SLU\ COMP.} = 790$ kN per un valore di $F = 1.08$

$N_{SLU\ TRAZ.} = -762$ kN per un valore di $F = 1.62$

$N_{SLE\ COMP.} = 1296$ kN per un valore di $F = 2.46$

$N_{SLU\ GLOBALE\ COMP.} = 0.66 \times 790 \times 70 = 36498$ kN per un valore di $F = 1.40$

Le verifiche alla portanza verticale risultano soddisfatte.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 103 di 123

6.17.2 Metodologia per la determinazione del carico limite orizzontale dei micropali

6.17.2.1 Premessa

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

6.17.2.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa NTC2018 al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunto pari a 0.8.

Tabella 3 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

6.17.2.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

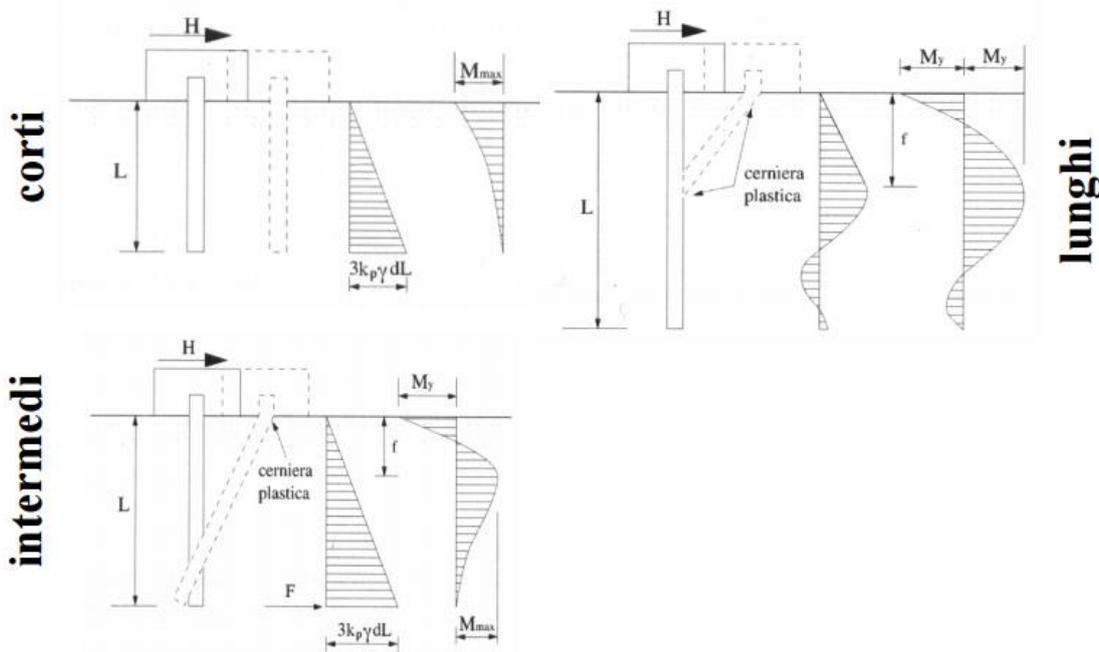
Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}). Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

Si riportano di seguito le verifiche a carico limite orizzontale, sia in tensioni totali, sia in tensioni efficaci, che risultano soddisfatte, avendo considerato un valore massimo del taglio allo SLU pari a **61 kN** (spalla).

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

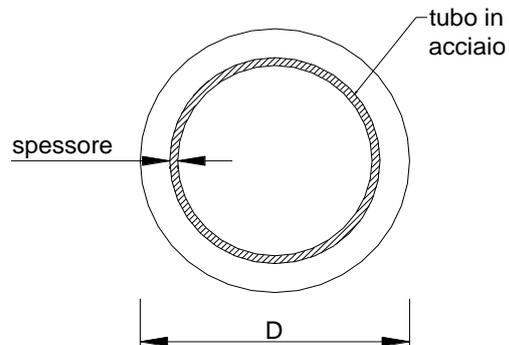
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 12.5 (mm)

Sforzo Normale = -470 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 37 (Mpa)

fck = 30 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 17.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

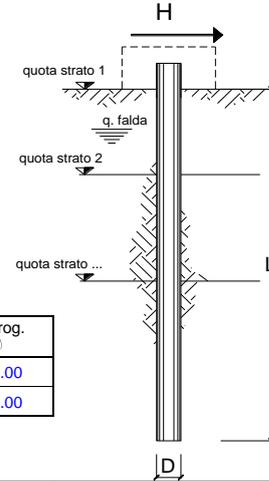
Momento di Plasticizzazione

My = 91.0 (kN m)

Inserisci

opera **VI03**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_w	γ_{cu}	γ_T
SUJ	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.40	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	ug3b	100.00	19	9	24	2.37	50	24	2.37	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	ug4	87.00	20	10	38	4.20	0	38	4.20	0
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **70** (m)
 Diametro del palo D **0.25** (m)
 Lunghezza del palo L **20.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **91.03** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	191.3 (kN)		191.3 (kN)	
Palo intermedio	1477.8 (kN)		1477.8 (kN)	
Palo corto	8436.1 (kN)		8436.1 (kN)	

H_{med} **191.3 (kN)** **Palo lungo** H_{min} **191.3 (kN)** **Palo lungo**

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) \quad 112.50 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 86.54 \quad (\text{kN}) \quad 0.8 \quad 69 (\text{kN})$$

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	109 di 123

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche SLU di pali soggetti a carichi trasversali (NTC 18-Tab. 6.4.VI)

Combinazione	γ_T
<input checked="" type="radio"/> A1 + M1 + R3	1,30
<input type="radio"/> def. dal progettista	1,00

Fattori di correlazione in funzione del numero di verticali di indagine (NTC 18 - Tab 6.4.IV)

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> >10	<input type="radio"/> Prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00

Calcolo

Risultati di calcolo

Meccanismo di collasso	$R_{tr,calcolo}$	M_{MAX}
(-)	(kN)	(kNm)
Palo corto	12274	169718
Palo intermedio	2914	20371
Palo lungo	180	90

Resistenza trasversale di progetto

$R_{tr,k} = 105,8$ (kN) § resistenza trasversale caratteristica
 $R_{tr,d} = 81,4$ (kN) § resistenza trasversale di progetto del palo singolo
 $R_{tr,d_gruppo} = 65,1$ (kN) § resistenza trasversale di progetto del palo in gruppo

Azione trasversale di progetto su palo singolo

$E_{tr,d} = 61,0$ (kN) § Azione trasversale di progetto allo SLU/SLV

Esito verifica: **Verifica soddisfatta**

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 110 di 123

6.17.3 Metodologia per l'analisi dei micropali soggetti a carichi trasversali

6.17.3.1 Comportamento del micropalo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra micropalo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito $K_W [FL^{-3}]$ il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

k_h = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stato condotto in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno E_s . E_s non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A	FOGLIO 111 di 123

In particolare, per le verifiche riportate più avanti nella presente relazione, i valori della costante di Winkler sono stati dedotti dalle seguenti relazioni (Chen,1978)

Terreni a grana fine (coesivi): $K_h = 1,6 \times E / D$

Terreni a grana grossa (incoerenti): $K_h = 3,0 \times E / D$

Dove $D = 250$ mm diametro dei micropali, $E =$ modulo di Young calcolato a partire dal modulo dinamico e preso pari al valore E_{op1} minimo indicato nella tabella dei parametri geotecnici corrispondenti ad ogni unità. Il valore è stato moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.8 per tenere in conto dell'efficienza trasversale della palificata.

6.17.3.2 Valutazione del momento adimensionale lungo il micropalo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali, ottenuti esprimendo l'equazione della linea elastica attraverso equazioni differenziali funzione del tipo di sollecitazione agente.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , valutato in accordo al precedente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

$H_0 =$ azione tagliante in testa palo [F];

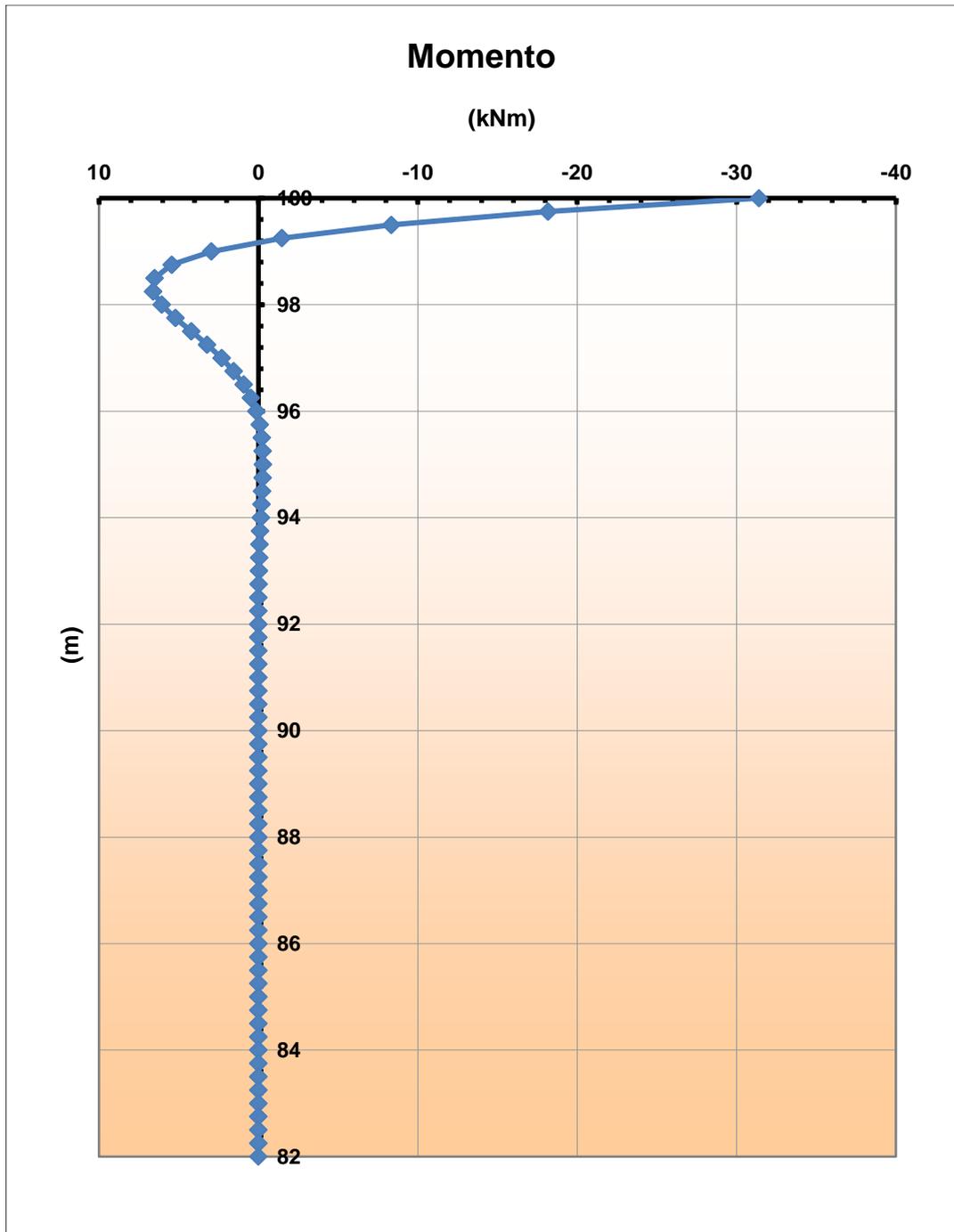
$M_0 =$ azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

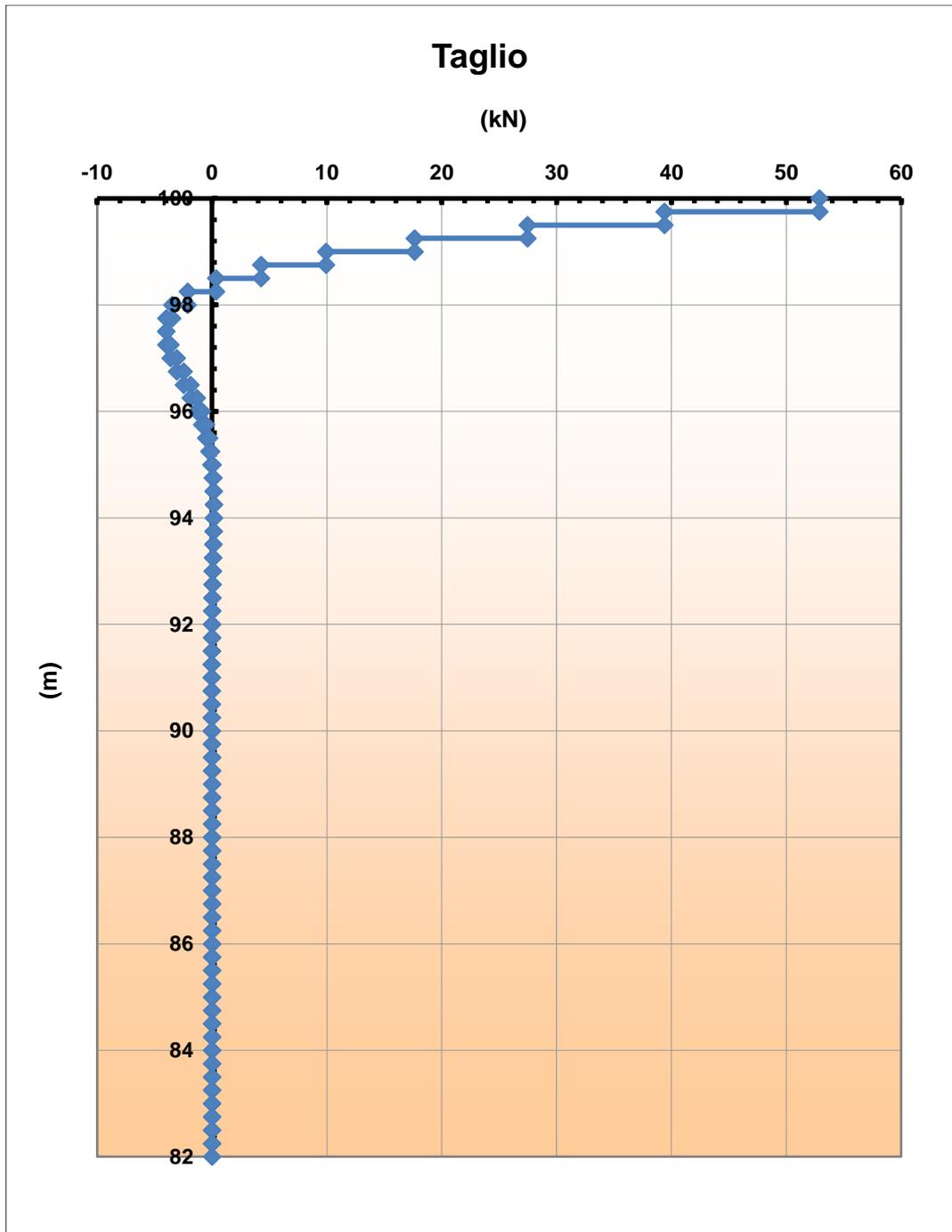
$\alpha_m =$ rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

$M_{ad} =$ momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

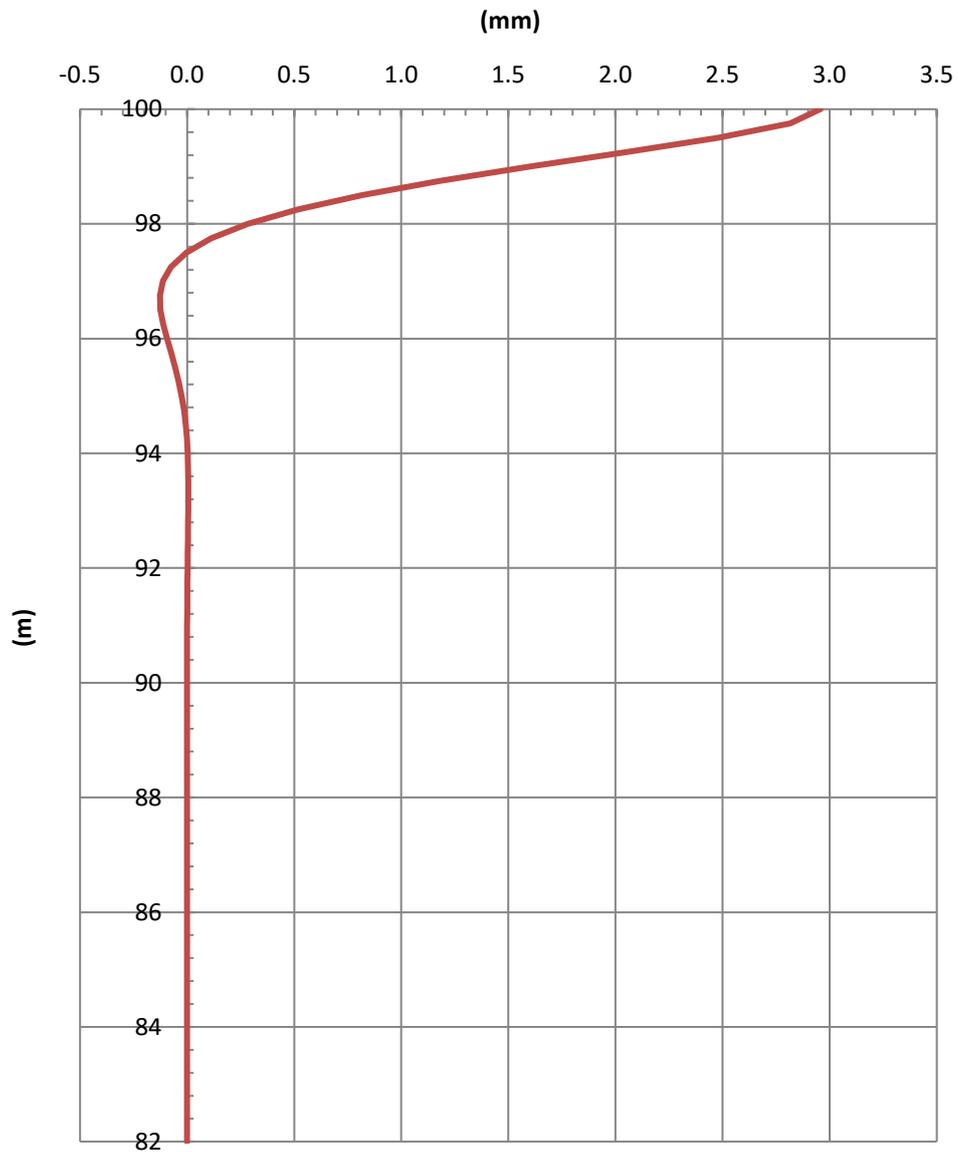
strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	ug3b	100.00	76800	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	ug4	87.00	300000	0
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	0.25	(m)
J palo	0.00019	(m ⁴)
Lunghezza del palo	18	(m)
Forza orizzontale in testa	60	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	31220	(Mpa)
dimensione elementi	0.25	(m)





Spostamenti



6.17.4 Verifica strutturale del tubolare metallico

Di seguito si riporta la verifica strutturale del micropalo metallico, avendo considerato una classe per l'acciaio corrispondente a S355:

Tipo di acciaio utilizzato	S 355	
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche del profilo

Sezione trasversale del tubolare	Ø168.3/12.5	
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	168.30 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	12.50 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		168.3 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		12.5 [mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1000.00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1.000 [-]

Comb. [n°]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	T_{Ed} [kNm]	Verifica [-]
1	-461.00		60.00	32.00			✓ 0.53
2	728.00		60.00	32.00			✓ 0.67

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9				
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino				
<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. FOGLIO A 117 di 123

6.17.5 Verifica a punzonamento dei micropali

La verifica a punzonamento dei micropali che si intestano sulla platea è stata eseguita secondo le prescrizioni indicate nell'Eurocodice 1992-1-1 al 6.4. In particolare, si è adottato per la scelta del perimetro di verifica u_1 il seguente schema:

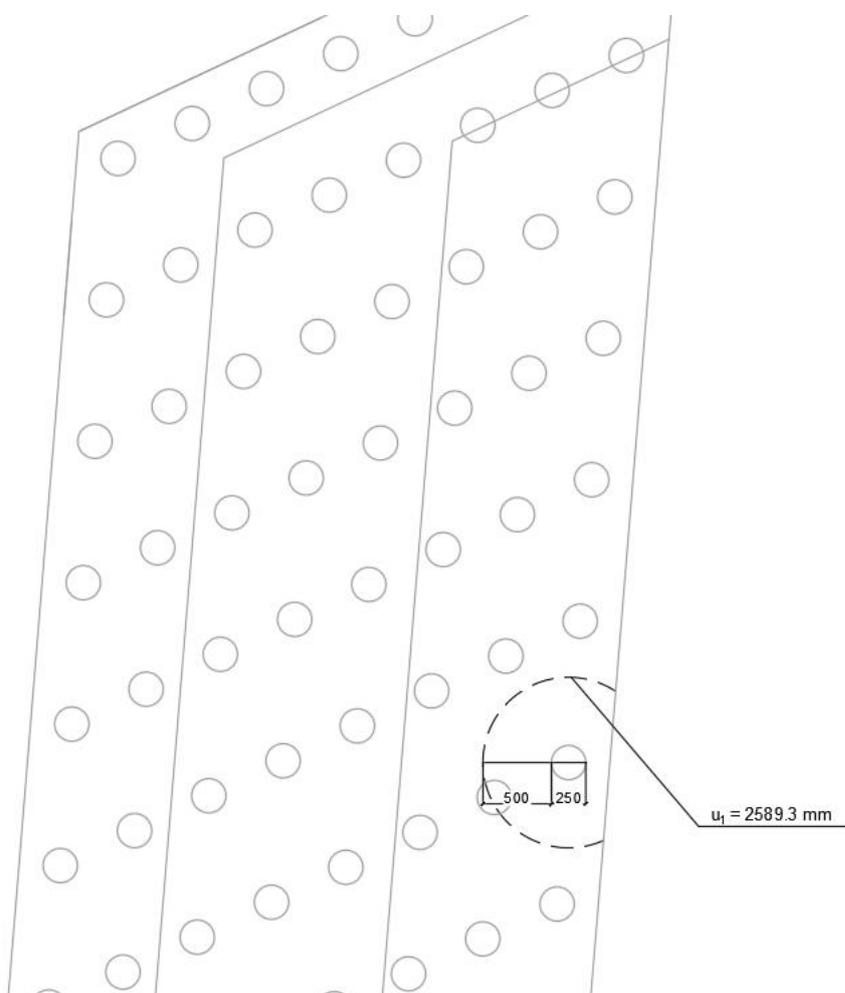


Figura 6-41: Schema per la scelta del perimetro di verifica

Per la verifica a punzonamento si considera come forza agente quella corrispondente al micropalo più sollecitato.

Verifica a Punzonamento EN1992-1-1 par. 6.4

Materiali

Cls 30/37
 $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Acciaio

$f_{yk} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

GEOMETRIA

h = 1000 mm spessore plinto
 D = 250 mm diametro del palo
 Armatura del cordolo
 $\Phi = 30$ / $\Phi = 100$ mm in direzione x
 $\Phi = 30$ / $\Phi = 200$ mm in direzione y
 c = 40.00 mm copriferro

SOLLECITAZIONI

Nsd = 735.00 kN 7.35E+05 N
 Msd = 118 kNm 1.18E+08 Nmm

Altezza utile

$d_x = s - c - \Phi / 2 = 945 \text{ mm}$ altezza utile in direzione x
 $d_y = s - c - \Phi - \Phi / 2 = 915 \text{ mm}$ altezza utile in direzione y
 $d = (d_x + d_y) / 2 = 930 \text{ mm}$ altezza utile della piastra

Rapporto geometrico di armatura

$A_{1,x} = 707 \text{ mm}^2$ 153.94
 $A_{1,y} = 707 \text{ mm}^2$
 $\rho_{lx} = 0.0078 \leq 0.02$
 $\rho_{ly} = 0.0038 \leq 0.02$

Perimetro del palo

$u_0 = \pi D = 785 \text{ mm}$

Perimetro di verifica u_1 posto a distanza $2d$ dal palo

$u_1 = \pi(D + 4d) / 2 = 2589 \text{ mm}$ u1 di bordo

Spalla A: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NBIR	09	D 09 CL	VI 03 04 001	A	119 di 123

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_v d}$$

dove $\beta = 1 + k \pi \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} D + 4d}$

k = 0.60 coeff. riduttivo
 $\beta = 1.08$ 1.4 elem di bordo [Eurocod 1992 1 1 6.4]
 $v_{Ed} = 1.41 \text{ N/mm}^2$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

v = 0.5
 $v_{rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 3.400 \text{ N/mm}^2$
 $v_{Ed} <= v_{rd,max}$

la verifica lungo il contorno dell'area caricata è soddisfatta

Fs 2.41

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} =$$

0.43 N/mm²

Resistenza a punzonamento senza armatura a taglio-punzonamento

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c =$

0.12

$k = 1 + \sqrt{\frac{2000}{d}} =$

1.464

$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} =$

0.0055

<=

0.02

$v_{Rd,c} = 0.45 \text{ N/mm}^2$

$\geq v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.339 \text{ N/mm}^2$

Verifica a punzonamento

$v_{Ed} = 0.43 \text{ N/mm}^2$

<=

$v_{Rd,c} = 0.45 \text{ N/mm}^2$

Non è necessaria armatura a punzonamento

Fs

1.04

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
	<i>Spalla A: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 03 04 001	REV. A

6.18 Incidenze

Si riporta la tabella di sintesi delle incidenze delle armature per i singoli elementi strutturali:

Muro paraghiaia	80 kg/m ³
Muro frontale	135 kg/m ³
Muro andatore	320 kg/m ³
Platea di fondazione	200 kg/m ³
Baggioli e ritegni	350 kg/m ³

Le incidenze calcolate sono mediate sull'intero elemento considerato.

Si riporta il calcolo dell'incidenza svolto su una sezione di un metro degli elementi analizzati, tale calcolo è stato poi riportato nella tabella precedente arrotondando per eccesso i risultati ottenuti.

Incidenza Sezione rettangolare – Platea di fondazione

Geometria della sezione

B	100	cm	base della sezione
H	100	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	1.00	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	200	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	200	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
20	30	1	5.549	110.977	Direzione long.
10	30	1	5.549	55.488	Direzione trasv.
40	10	1.333	0.617	32.874	spille
1	12	1	0.888	0.888	antiritiro

Incidenza Sezione rettangolare - Muro Paraghiaia

Geometria della sezione

B	66	cm	base della sezione
H	100	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	0.66	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	50	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	76	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
15	16	1	1.578	23.675	verticale
10	14	1	1.208	12.084	orizzontale
6	10	1.333	0.617	4.931	spille
1	12	1	0.888	0.888	antiritiro
				8.316	+20% Sovrapposizioni

Incidenza Sezione rettangolare - Muro Frontale

Geometria della sezione

B	165	cm	base della sezione
H	100	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	1.65	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	224	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	135	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
35	26	1	4.168	145.873	verticale
10	18	1	1.998	19.976	orizzontale
5	16	1	1.578	7.892	
15	10	1.333	0.617	11.930	spille
1	10	1	0.617	0.617	antiritiro
				37.257	+ 20% Sovrapposizioni

Incidenza Sezione rettangolare- Muro Andatore

Geometria della sezione

B	100	cm	base della sezione
H	60	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	0.60	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	191	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	318	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
35	26	1	4.168	145.873	verticale
10	18	1	1.998	19.976	orizzontale
5	16	1	1.578	7.892	
20	10	1.333	0.617	16.437	spille
1	12	1	0.888	0.888	antiritiro