

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J94J17000040001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA BOLZANO - MERANO

REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI -
SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE

VIABILITA'

NW03 Opere civili

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

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

N B 1 D 0 1 D 2 6 C L N W 0 3 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Technital	mag.-21	M. Salpinini	mag.-21	G. Mazzocchi	mag.-21	A. Perego mag.-21



File: NB1D01D26CLNW0304001A.DOC

Indice

1. Premessa	5
2. Riferimenti normativi	8
3. Materiali	10
3.1 Calcestruzzo	10
3.2 Acciaio da cemento armato ordinario.....	11
3.3 Acciaio dei micropali.....	11
3.4 Malta di iniezione dei micropali.....	11
4. Spalla tradizionale	12
4.1 Caratteristiche geometriche e inerziali della spalla e calcolo delle azioni globali per pesi propri e terreno 12	
4.2 Azioni trasmesse dall'impalcato.....	14
4.3 Spinta del terreno, dei sovraccarichi variabili e sovraspinta sismica	15
4.4 Combinazioni di carico.....	16
4.5 Verifica di stabilità globale.....	17
4.6 Verifica dei micropali.....	18
4.6.1 Determinazione delle azioni sui micropali	18
4.6.2 Verifica della capacità portante verticale	25
4.6.3 Verifica della capacità portante orizzontale	30
4.6.4 Verifica della stabilità del micropalo.....	34
4.6.5 Verifica di resistenza del micropalo	34
4.7 Verifica della fondazione.....	35
4.7.1 Determinazione delle sollecitazioni nella fondazione	35
4.7.2 Verifica a flessione SLU.....	43
4.7.3 Verifica a taglio SLU.....	44
4.7.4 Verifica SLE – Combinazione rara.....	46
4.7.5 Verifica SLE – Combinazione frequente.....	48

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 2 di 150

4.7.6	Verifica SLE – Combinazione quasi permanente.....	51
4.8	Verifica del muro frontale	54
4.8.1	Determinazione delle sollecitazioni nel muro frontale	54
4.8.2	Verifica a flessione SLU.....	55
4.8.3	Verifica a taglio SLU.....	56
4.8.4	Verifica SLE – Combinazione rara.....	58
4.8.5	Verifica SLE – Combinazione frequente.....	60
4.8.6	Verifica SLE – Combinazione quasi permanente.....	63
4.9	Verifica del muro andatore	66
4.9.1	Determinazione delle sollecitazioni nel muro andatore.....	66
4.9.2	Verifica a flessione SLU.....	68
4.9.3	Verifica a taglio SLU.....	69
4.9.4	Verifica SLE – Combinazione rara.....	71
4.9.5	Verifica SLE – Combinazione frequente.....	73
4.9.6	Verifica SLE – Combinazione quasi permanente.....	76
4.10	Verifica del muro paraghiaia	79
4.10.1	Determinazione delle sollecitazioni nel muro paraghiaia.....	79
4.10.2	Verifica a flessione SLU.....	81
4.10.3	Verifica a taglio SLU.....	82
4.10.4	Verifica SLE – Combinazione rara.....	84
4.10.5	Verifica SLE – Combinazione frequente.....	86
4.10.6	Verifica SLE – Combinazione quasi permanente.....	89
4.11	Verifica dei baggioli	92
4.11.1	Verifica delle pressioni localizzate.....	92
4.11.2	Verifica della resistenza all’interfaccia baggiolo-sottostruttura	93
4.11.3	Verifica di rottura del blocco	94
4.11.4	Verifica di rottura del bordo	95

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 3 di 150

4.11.5	Verifica di diffusione del carico verticale	96
5.	Spalla passante.....	97
5.1	Caratteristiche geometriche della spalla	97
5.2	Azioni trasmesse dall'impalcato.....	98
5.3	Spinta del terreno, dei sovraccarichi variabili e sovraspinta sismica	99
5.4	Combinazioni di carico.....	100
5.5	Verifica di stabilità globale.....	101
5.6	Verifica dei micropali.....	102
5.6.1	Determinazione delle azioni sui micropali	102
5.6.2	Verifica della capacità portante verticale	106
5.6.3	Verifica della capacità portante orizzontale	111
5.6.4	Verifica della stabilità del micropalo.....	115
5.6.5	Verifica di resistenza del micropalo	115
5.7	Verifica della fondazione.....	116
5.7.1	Determinazione delle sollecitazioni nella fondazione	116
5.7.2	Verifica a flessione SLU.....	124
5.7.3	Verifica a taglio SLU.....	125
5.7.4	Verifica SLE – Combinazione rara.....	127
5.7.5	Verifica SLE – Combinazione frequente.....	129
5.7.6	Verifica SLE – Combinazione quasi permanente.....	132
5.8	Verifica del muro paraghiaia	135
5.8.1	Determinazione delle sollecitazioni nel muro paraghiaia.....	135
5.8.2	Verifica a flessione SLU.....	137
5.8.3	Verifica a taglio SLU.....	138
5.8.4	Verifica SLE – Combinazione rara.....	140
5.8.5	Verifica SLE – Combinazione frequente.....	142
5.8.6	Verifica SLE – Combinazione quasi permanente.....	145

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 4 di 150

5.9	Verifica dei baggioli	149
6.	REQUISITI AL CAPITOLO 10.2 NTC18 PER ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	150
6.1	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	150
6.2	Caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati.....	150

1. PREMESSA

Il Progetto del nuovo Tunnel del Virgolo a tre binari e lo spostamento del Bivio della linea Meranese, fa parte degli interventi individuati nell'Accordo Quadro sottoscritto da RFI e Provincia Autonoma di Bolzano – Alto Adige per l'implementazione della capacità dell'infrastruttura ferroviaria.

Oltre al nuovo tunnel, è prevista la realizzazione del tratto di variante a tre binari per una lunghezza complessiva di circa 1,1 chilometri. La tratta ha origine al Km 148+529.86 della linea Verona-Brennero, poco prima del sottovia ferroviario di via Roma, e termina al Km 149+790.04, in corrispondenza del Ponte sul fiume Isarco.

La nuova sede ferroviaria a tre binari si sviluppa in parte in variante, con una galleria di lunghezza complessiva di poco superiore a 500 metri e in parte allo scoperto, dove, per la maggior parte dello sviluppo, risulta in affiancamento alla sede esistente. lo spostamento Bivio Meranese consiste nella demolizione delle comunicazioni esistenti per consentire l'accesso al nuovo deposito SAD dal binario della Meranese e la realizzazione di una nuova connessione con la linea per Merano al Km 147+400 LS.

La seguente figura mostra la localizzazione dell'intervento.



Figura 1 – Collocazione intervento

Il cavalcavia NW03 presenta andamento planimetrico rettilineo ed è realizzato mediante una unica campata in CAP su spalle in cemento armato ordinario fondate su micropali.

La sezione trasversale presenta una larghezza fuori tutto $b=9,10$ m ed è composta da quattro travi in CAP a U di altezza 80 cm ad interasse $i = 2,23$ m. L'impalcato è completato da 4 traversi, 2 di appoggio di spessore 40 cm e 2 di campata di spessore 30 cm posizionati ai terzi della luce, e da una soletta di altezza 25 cm e larghezza 910 cm.

La sezione trasversale è vestita con due cordoli laterali di larghezza 60 cm e 200 cm e altezza 17 cm sui quali sono presenti la barriera bordo ponte ed una rete metallica di protezione esterna. Da entrambi i lati la sezione è completata da una veletta in c.a.

La luce netta delle travi è 18,00 m, cui si sommano 40 cm di retrotrave ad entrambe le estremità.

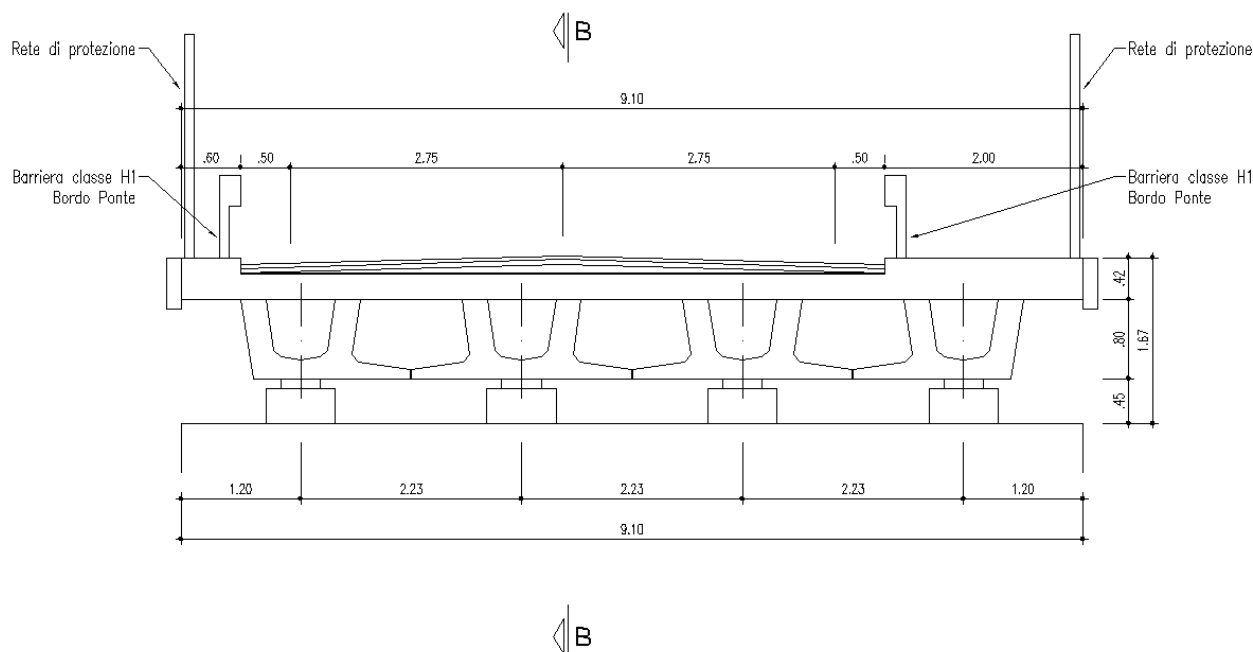


Figura 2 – Sezione trasversale

Le spalle sono in cemento armato ordinario entrambe su fondazioni indirette.

La spalla 1 è di tipo tradizionale e presenta una fondazione di lunghezza 6,80 m, larghezza in direzione trasversale all'asse del ponte di 11,60 m e spessore 1,50 m. Dalla fondazione si elevano il muro frontale di spessore 155 cm, altezza 4,50 m e larghezza 9,10 m ed i muri andatori di spessore 70 cm culminanti in due "orecchie" per sostenere il quarto di cono del rilevato. Sul muro frontale si trova il muro paraghiaia di spessore 40 cm e altezza di circa 1,60 m ed i baggioli 70x70x40 cm.

La spalla 2 invece è del tipo "passante" ovvero è costituita da una fondazione di lunghezza 2,50 m, larghezza 11,60 m e spessore 1,20 m sulla quale giacciono direttamente il muro paraghiaia ed i baggioli.

Entrambe le spalle poggiano su micropali, di lunghezza 8 m e diametro di perforazione $D=225$ mm.

I micropali della spalla 1 o tradizionale sono armati con tubo $\square 177,8$ mm spessore 12 mm e sono in numero di 60 disposti secondo una maglia rettangolare a passo regolare pari a 1,20 m in entrambe le direzioni.

I micropali della spalla 2 o passante sono armati con tubo $\square 139,7$ mm spessore 8 mm e sono in numero di 30 disposti secondo una maglia rettangolare a passo pari a 1,20 m in direzione trasversale e 0,85 m in direzione longitudinale.

Gli appoggi sono del tipo a disco elastomerico confinato. In particolare sulla spalla 1 sono disposti due appoggi fissi in corrispondenza delle travi interne e due appoggi multidirezionali al di sotto delle travi laterali. In corrispondenza della spalla 2 invece sono disposti un appoggio unidirezionale longitudinale e tre appoggi multidirezionali.

Nella figura sotto si riporta la sezione longitudinale del ponte.

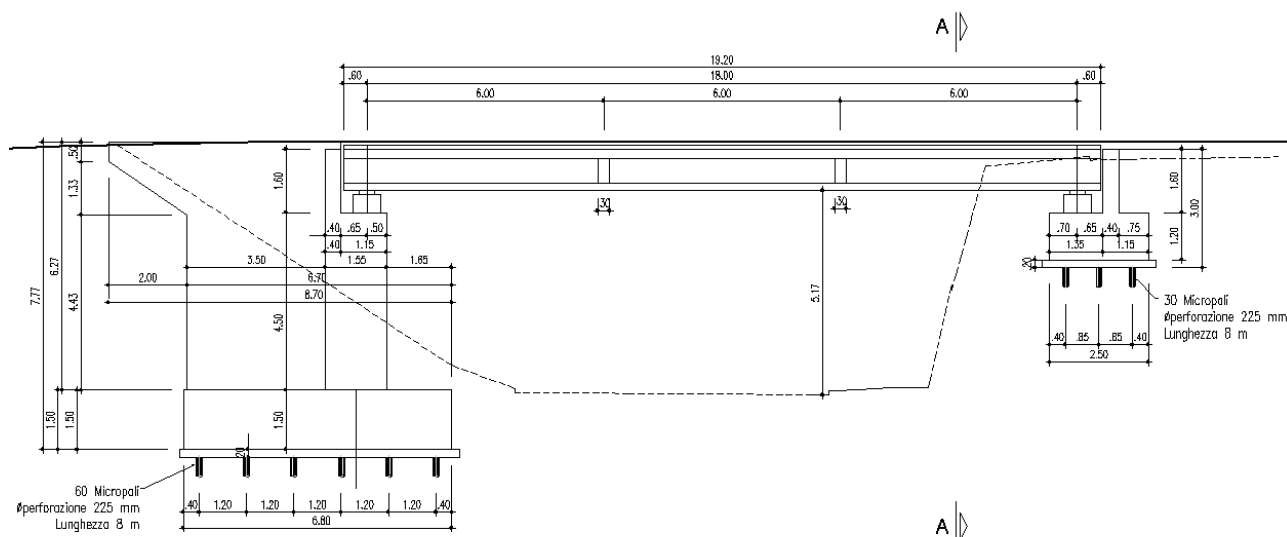


Figura 3 – Sezione longitudinale

Nella presente relazione è riportato il calcolo delle spalle.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 8 di 150

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- [1] Legge n°1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.
- [2] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni;
- [3] Circolare del 02 febbraio 2009, n° 617 C.S.LL.PP – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14 gennaio 2008;
- [4] UNI 11104: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";
- [5] UNI EN 206-1:2014: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- [6] UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- [7] UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici."
- [8] UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- [9] UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- [10] UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- [11] UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- [12] UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- [13] - UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- [14] UNI EN 1992-1-1, Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1: regole generali e regole per gli edifici".
- [15] UNI EN 1992-2: "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."
- [16] CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, London 1993
- [17] Norma UNI EN 10025 – 2005 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali;
- [18] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 9 di 150

- [19] Specifica RFI DTC INC SP IFS 002 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria;
- [20] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari;
- [21] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 004 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo;
- [22] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 005 A - Specifica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia;
- [23] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 006 A - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [24] Istruzione 44 C - Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni;
- [25] Istruzione 44 M - Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle strutture metalliche per ponti ferroviari e cavalca ferrovia;
- [26] Istruzione 44 S - Specifica tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari;
- [27] Istruzione 44 V - Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti.
- [28] RFI DTC SI MA IFS 001 D Manuale di progettazione delle opere civili
- [29] 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
- [30] Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 – DM 17 febbraio 2018
- [31] Circolare 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*

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

FONDAZIONI ARMATE INTERRATE

Classe di resistenza	C25/30		
Modulo elastico	$E_c =$	31,476	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	25,00	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$R_{ck} =$	30,00	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²
Resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,15	N/mm ²
Classe di esposizione (UNI 11104)	XC2		
Rapporto acqua/cemento (UNI 11104)	0,60		
Slump (RFI DTC SI PS SP IFS 001D)	S3/S4		
Contenuto minimo di cemento (UNI 11104)	300	Kg/mc	
Diametro massimo degli inerti	32	mm	

PILE E SPALLE – ELEVAZIONI E BAGGIOLI

Classe di resistenza	C32/40		
Modulo elastico	$E_c =$	33.643	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	32,00	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$R_{ck} =$	40,00	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,81	N/mm ²
Resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,60	N/mm ²
Classe di esposizione (UNI 11104)	XC4/XF2		
Rapporto acqua/cemento (UNI 11104)	0,50		
Slump (RFI DTC SI PS SP IFS 001D)	S3/S3		
Contenuto minimo di cemento (UNI 11104)	340	Kg/mc	
Diametro massimo degli inerti	25	Mm	

3.2 Acciaio da cemento armato ordinario

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yt} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

La tensione di design risultano:

per lo S.L.U.
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{450}{1,15} \cdot \frac{1}{1,00} = 391,3 \text{ daN/cm}^2$$

3.3 Acciaio dei micropali

Acciaio tipo S355J0H da UNI EN 10025

3.4 Malta di iniezione dei micropali

- Rapporto acqua/cemento $\leq 0,5$
- Resistenza cubica $\geq 25 \text{ MPa}$
- Quantità di cemento minima 300 kg/mc
- Additivo antiritiro

4. SPALLA TRADIZIONALE

4.1 Caratteristiche geometriche e inerziali della spalla e calcolo delle azioni globali per pesi propri e terreno

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	by (m)	Mlong (kNm)	Mtrasv (kNm)
fondazione	1	6.80	11.60	1.50	1	25	2,958	0.00	3.40	0.00	10,057	0
muro frontale	2	1.55	9.10	4.50	1	25	1,587	1.65	2.43	0.00	3,848	0
ritegno destro	3a	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
ritegno sinistro	3b	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
	3						0				0	0
paraghiaia	4	0.40	9.10	1.60	1	25	146	2.80	3.00	0.00	437	0
muro laterale destro	5a	3.60	0.70	6.27	1	25	395	3.20	5.00	4.30	1,975	1,699
muro laterale sinistro	5b	3.60	0.70	6.27	1	25	395	3.20	5.00	-4.30	1,975	-1,699
orecchia destra	5c	2.00	0.70	1.18	1	25	41	6.80	7.80	4.30	321	177
orecchia sinistra	5d	2.00	0.70	1.18	1	25	41	6.80	7.80	-4.30	321	-177
	5						872				4,592	0
terra ai lati dei muri andatori a destra	6a	3.60	1.25	3.90	1	18	316	0.00	2.40	5.18	758	1,635
terra ai lati dei muri andatori a sinistra	6b	3.60	1.25	3.90	1	18	316	0.00	2.40	-5.18	758	-1,635
	6						632				1,516	0
terra	7	3.60	7.70	6.27	1	18	3,128	3.20	5.00	0.00	15,642	0
							9,241				35,451	0

eccentricità baricentro muro frontale - baricentro fondazione in direzione trasversale (m)	0.00
altezza fronte vento ponte scarico (m)	3.47
altezza fronte vento ponte carico (m)	4.24
altezza baggiolo + appoggio (m)	0.45
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	2.15
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	3.40

I documenti di riferimento per la consultazione delle caratteristiche dei terreni, sono:

Relazione geotecnica generale - Opere all'aperto	NB1D01D26RGGE0000001A
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 1/4	NB1D01D26F7GE0000001A
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 2/4	NB1D01D26F7GE0000002A
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 3/4	NB1D01D26F7GE0000003A
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 4/4	NB1D01D26F7GE0000004A
Profilo longitudinale geotecnico via Piè di Virgolo	NB1D01D26F7GE0000005A
Rilevati e trincee ferroviari - Relazione di calcolo stabilità e cedimenti	NB1D01D26RHGE0000001A
Rilevati e trincee stradali - Relazione di calcolo stabilità e cedimenti	NB1D01D26RHGE0000002A

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP
2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI
- SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE**

**NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione
di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1D	01	D26	CLNW0304001	A	13 di 150

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°
0.15	0.02	60

COORDINATE PALI

n.ro palo	y (m)	x (m)	W long	W trasv
1	5.40	3.00	84.00	132.00
2	4.20	3.00	84.00	169.71
3	3.00	3.00	84.00	237.60
4	1.80	3.00	84.00	396.00
5	0.60	3.00	84.00	1,188.00
6	-0.60	3.00	84.00	-1,188.00
7	-1.80	3.00	84.00	-396.00
8	-3.00	3.00	84.00	-237.60
9	-4.20	3.00	84.00	-169.71
10	-5.40	3.00	84.00	-132.00
11	5.40	1.80	140.00	132.00
12	4.20	1.80	140.00	169.71
13	3.00	1.80	140.00	237.60
14	1.80	1.80	140.00	396.00
15	0.60	1.80	140.00	1,188.00
16	-0.60	1.80	140.00	-1,188.00
17	-1.80	1.80	140.00	-396.00
18	-3.00	1.80	140.00	-237.60
19	-4.20	1.80	140.00	-169.71
20	-5.40	1.80	140.00	-132.00
21	5.40	0.60	420.00	132.00
22	4.20	0.60	420.00	169.71
23	3.00	0.60	420.00	237.60
24	1.80	0.60	420.00	396.00
25	0.60	0.60	420.00	1,188.00
26	-0.60	0.60	420.00	-1,188.00
27	-1.80	0.60	420.00	-396.00
28	-3.00	0.60	420.00	-237.60
29	-4.20	0.60	420.00	-169.71
30	-5.40	0.60	420.00	-132.00
31	5.40	-0.60	-420.00	132.00
32	4.20	-0.60	-420.00	169.71
33	3.00	-0.60	-420.00	237.60
34	1.80	-0.60	-420.00	396.00
35	0.60	-0.60	-420.00	1,188.00
36	-0.60	-0.60	-420.00	-1,188.00
37	-1.80	-0.60	-420.00	-396.00
38	-3.00	-0.60	-420.00	-237.60
39	-4.20	-0.60	-420.00	-169.71
40	-5.40	-0.60	-420.00	-132.00
41	5.40	-1.80	-140.00	132.00
42	4.20	-1.80	-140.00	169.71
43	3.00	-1.80	-140.00	237.60
44	1.80	-1.80	-140.00	396.00
45	0.60	-1.80	-140.00	1,188.00
46	-0.60	-1.80	-140.00	-1,188.00
47	-1.80	-1.80	-140.00	-396.00
48	-3.00	-1.80	-140.00	-237.60
49	-4.20	-1.80	-140.00	-169.71
50	-5.40	-1.80	-140.00	-132.00
51	5.40	-3.00	-84.00	132.00
52	4.20	-3.00	-84.00	169.71
53	3.00	-3.00	-84.00	237.60
54	1.80	-3.00	-84.00	396.00
55	0.60	-3.00	-84.00	1,188.00
56	-0.60	-3.00	-84.00	-1,188.00
57	-1.80	-3.00	-84.00	-396.00
58	-3.00	-3.00	-84.00	-237.60
59	-4.20	-3.00	-84.00	-169.71
60	-5.40	-3.00	-84.00	-132.00

4.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	App. 4	App.3	App.2	App. 1
	3.345	1.115	-1.115	-3.345
<i>peso strutturale</i>	317	312	312	317
<i>permanenti</i>	87	83	87	96
<i>mezzi centrati</i>	532	407	256	86
<i>mezzi eccentrici</i>	532	407	256	86
<i>folia centrata</i>	-4	2	9	17
<i>folia eccentrica</i>	-4	2	9	17
<i>frenamento</i>	0	0	0	0
<i>reazioni paerassite vincoli/attrito</i>	0	0	0	0
<i>vento: impalcato scarico</i>	7	2	-2	-7
<i>vento: impalcato carico</i>	10	3	-3	-10
<i>temperatura</i>	0	0	0	0
<i>ritiro</i>	0	0	0	0
<i>azione centrifuga</i>	0	0	0	0
<i>sisma</i>	27	26	26	27

H long [KN]
H trasv [KN]

251
126

Attrito / Reazione gommoni a ΔT

Appoggi elastomeri? (s/n)	n
α	0.00001
L (da mezzeria impalcato) [cm]	1800
ΔT [°C]	30
K gomme [KN]/[cm]	38.6
n appoggi	4.00
H temp [KN]	0
Percentuale attrito	3 %
H attrito [KN]	48

Azione centrifuga

Ponte in curva ? (s/n)	n
R raggio di curvatura [m]	0
$Q_v = \sum 2Q_{ik}$ [KN]	0

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
<i>peso strutturale</i>	1,258	0	0	2,705	0
<i>permanenti</i>	353	0	0	759	-35
<i>mezzi centrati</i>	1,281	0	0	2,754	1,660
<i>mezzi eccentrici</i>	1,281	0	0	2,754	1,660
<i>folia centrata</i>	24	0	0	52	-78
<i>folia eccentrica</i>	24	0	0	52	-78
<i>frenamento</i>	0	412	0	-2,657	0
<i>reazioni paerassite vincoli/attrito</i>	0	48	0	-312	0
<i>vento: impalcato scarico</i>	0	0	30	0	242
<i>vento: impalcato carico</i>	0	0	36	0	303
<i>temperatura</i>	0	0	0	0	0
<i>ritiro</i>	0	0	0	0	0
<i>azione centrifuga</i>	0	0	0	0	0
<i>sisma</i>	106	251	126	1,619	813

Mt H
 412
 48
 48
 30
 36

4.3 Spinta del terreno, dei sovraccarichi variabili e sovraspinta sismica

PARAMETRI SISMICI

accelerazione di picco	$\alpha_g/g =$	0.0646
coefficiente orizzontale	$S=S_s \times S_T =$	1.20
coefficiente verticale	$S=S_s \times S_T =$	1.00
	$a_{max} =$	0.078
	$\beta_m =$	1.00
	$K_h =$	0.078
$K_v=0,5 K_h$	$K_v =$	0.039
	$\theta_1 =$	0.074
	$\theta_2 =$	0.080

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m ³	γ	
Angolo di attrito terreno rilevato	0.611	rad	ϕ	35.00 °
Angolo di attrito terreno di base	0.611	rad	ϕ	35.00 °
Angolo di inclinazione del muro	1.571	rad	ψ	90.00 °
Angolo di inclinazione del terreno	0.000	rad	β	0.00 °
Angolo di resistenza terra-muro	0.407	rad	δ	23.33 °
Coefficiente di spinta del terreno	$K_1 =$	0.289		
	$K_2 =$	0.293		

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)
Ed=spinta terreno sismica+statica		1,440	-3,775
spinta a riposo	58.33	2,017	-5,225
spinta attiva	37.90	1,340	-3,470
spinta passiva plinto	0.00	0	0
spinta per sovraccarichi	34.65	1,454	-4,911

$$K_2 + K_0 - K_a = 0.45$$

$$K_x = 0.078 \quad K_y = 0.078 \quad K_v = 0.039$$

AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	337	674	674	2,118	2,118
Sisma -	-216	-431	-431	-994	-994

Per le spinte inerziali $\beta_m = 1$

$$K_x = 0.078 \quad K_y = 0.078 \quad K_v = 0.039$$

Schema 1

Q1	Q2	R		
600.00	400.00	0.00		
27	7.5	1.25		
sovraccarico sommità	81.26 kN/mq	spinta sommità	34.65 kN/mq	
diffusione x	3.60 m			
diffusione y	7.70 m			
sovraccarico base	41.58 kN/mq	spinta base	17.73 kN/mq	
Hlong	1,453.77 kN/mq			
Mlong	4,911.49			

4.4 Combinazioni di carico

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento	
				Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1	
SLU GEO	Vento	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.30						
	Gruppo 1 centr.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	0.50	1.15	0.00	1.15
	Gruppo 1 ecc.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	0.50	1.15	0.00	1.15
	Gruppo 2a centr.+	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	1.00	1.15
	Gruppo 2a ecc.+	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	1.00	1.15
	Gruppo 2a centr.-	1.00	1.30	-1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	-1.00	1.15
	Gruppo 2a ecc.-	1.00	1.30	-1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	-1.00	1.15
	Gruppo 2b centr.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15
	Gruppo 2b ecc.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{Q1}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q
SLU STR	Vento	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	1.00	1.50						
	Gruppo 1 centr.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	1.00	1.35	0.50	1.35	0.00	1.35
	Gruppo 1 ecc.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	1.00	1.35	0.50	1.35	0.00	1.35
	Gruppo 2a centr.+	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	1.00	1.35
	Gruppo 2a ecc.+	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	1.00	1.35
	Gruppo 2a centr.-	1.35	1.50	-1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	-1.00	1.35
	Gruppo 2a ecc.-	1.35	1.50	-1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	-1.00	1.35
	Gruppo 2b centr.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35
	Gruppo 2b ecc.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35
SLE	Quasi permanente 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00						
	Frequente 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00
	Frequente 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00
	Frequente 3	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00
	Frequente 4	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	-0.75	1.00
	Rara 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
	Rara 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	1.00	1.00
	Rara 3	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
	Rara 4	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	-1.00	1.00
SLV		P.p.	Perm.	Attrito						Accident.		Folla			
				Ψ_0	γ_{G2}					Ψ_2		Ψ_2			
	perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	1.00	1.00	1.00	1.00					0.20	1.00	0.20	1.00		
	perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	1.00	1.00	1.00	1.00					0.20	1.00	0.20	1.00		

4.5 Verifica di stabilità globale

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	12,168	-7,104	44,931	6.33	3.11	0.29	SLU GEO
Combinazione 2	13,655	-12,752	48,128	3.77	2.59	0.81	
Combinazione 3	13,655	-12,752	48,128	3.77	2.59	0.81	
Combinazione 4	12,451	-14,396	47,307	3.29	2.64	0.76	
Combinazione 5	13,273	-14,396	47,307	3.29	2.48	0.92	
Combinazione 6	13,273	-11,028	50,675	4.60	2.99	0.41	
Combinazione 7	13,273	-11,028	50,675	4.60	2.99	0.41	
Combinazione 8	13,273	-11,340	47,307	4.17	2.71	0.69	
Combinazione 9	13,273	-11,340	47,307	4.17	2.71	0.69	
Combinazione 10	15,378	-8,258	56,088	6.79	3.11	0.29	SLU STR
Combinazione 11	17,123	-14,888	59,841	4.02	2.63	0.77	
Combinazione 12	17,123	-14,888	59,841	4.02	2.63	0.77	
Combinazione 13	16,675	-16,818	58,877	3.50	2.52	0.88	
Combinazione 14	16,675	-16,818	58,877	3.50	2.52	0.88	
Combinazione 15	16,675	-12,810	62,885	4.91	3.00	0.40	
Combinazione 16	16,675	-12,810	62,885	4.91	3.00	0.40	
Combinazione 17	16,675	-13,231	58,877	4.45	2.74	0.66	
Combinazione 18	16,675	-13,231	58,877	4.45	2.74	0.66	
Comb SLE 1	10,934	-5,536	39,556	7.14	3.11	0.29	SLE
Comb SLE 2	11,913	-9,220	41,660	4.52	2.72	0.68	
Comb SLE 3	11,913	-11,213	41,660	3.72	2.56	0.84	
Comb SLE 4	11,913	-8,596	41,660	4.85	2.78	0.62	
Comb SLE 5	11,913	-6,603	41,660	6.31	2.94	0.46	
Comb SLE 6	12,239	-10,136	42,050	4.15	2.61	0.79	
Comb SLE 7	11,913	-8,908	38,691	4.34	2.50	0.90	
Comb SLE 8	12,239	-9,824	42,362	4.31	2.66	0.74	
Comb SLE 9	11,913	-5,939	41,660	7.01	3.00	0.40	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	11,502	-8,235	40,026	4.86	2.76	0.64	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	11,502	-8,235	40,026	4.86	2.76	0.64	

4.6 Verifica dei micropali

4.6.1 Determinazione delle azioni sui micropali

Le azioni sui micropali si determinano a partire dalle seguenti azioni globali riferite al baricentro della fondazione considerando la fondazione infinitamente rigida.

AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2018

	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> _{long} (kNm)	<i>M</i> _{trav} (kNm)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 1	12,168	3,543	269	2,671	SLU GEO
Combinazione 2	13,655	11,050	2,056	4,343	
Combinazione 3	13,655	11,050	2,056	4,343	
Combinazione 4	12,451	9,424	1,151	4,398	
Combinazione 5	13,273	12,217	1,624	4,398	
Combinazione 6	13,273	5,481	1,624	3,354	
Combinazione 7	13,273	5,481	1,624	3,354	
Combinazione 8	13,273	9,161	1,624	3,925	
Combinazione 9	13,273	9,161	1,624	3,925	
Combinazione 10	15,378	4,454	310	3,091	SLU STR
Combinazione 11	17,123	13,267	2,410	5,054	
Combinazione 12	17,123	13,267	2,410	5,054	
Combinazione 13	16,675	14,636	1,902	5,119	
Combinazione 14	16,675	14,636	1,902	5,119	
Combinazione 15	16,675	6,619	1,902	3,876	
Combinazione 16	16,675	6,619	1,902	3,876	
Combinazione 17	16,675	11,048	1,902	4,563	
Combinazione 18	16,675	11,048	1,902	4,563	
Comb SLE 1	10,934	3,156	-35	2,066	SLE
Comb SLE 2	11,913	8,063	1,152	3,156	
Comb SLE 3	11,913	10,056	1,152	3,465	
Comb SLE 4	11,913	7,439	1,152	3,059	
Comb SLE 5	11,913	5,446	1,152	2,750	
Comb SLE 6	12,239	9,698	1,548	3,519	
Comb SLE 7	11,913	10,720	1,152	3,568	
Comb SLE 8	12,239	9,075	1,548	3,423	
Comb SLE 9	11,913	4,782	1,152	2,647	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	11,502	4,058	1,177	2,405	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	11,502	4,058	1,211	2,405	

	<i>P 1</i> (kN)	<i>P 2</i> (kN)	<i>P 3</i> (kN)	<i>P 4</i> (kN)	<i>P 5</i> (kN)	<i>P 6</i> (kN)	<i>P 7</i> (kN)	<i>P 8</i> (kN)	<i>P 9</i> (kN)	<i>P 10</i> (kN)
SLU GEO	247	247	246	246	245	245	244	244	243	243
	375	371	368	364	361	357	354	350	347	344
	375	371	368	364	361	357	354	350	347	344
	328	326	325	323	321	319	317	315	313	311
	379	376	373	371	368	365	363	360	357	354
	299	296	293	291	288	285	282	280	277	274
	299	296	293	291	288	285	282	280	277	274
	343	340	337	334	332	329	326	323	321	318
	343	340	337	334	332	329	326	323	321	318
SLU STR	312	311	311	310	310	309	309	308	307	307
	462	458	453	449	445	441	437	433	429	425
	462	458	453	449	445	441	437	433	429	425
	467	463	460	457	454	451	447	444	441	438
	467	463	460	457	454	451	447	444	441	438
	371	368	365	362	358	355	352	349	346	342
	371	368	365	362	358	355	352	349	346	342
	424	421	417	414	411	408	405	401	398	395
	424	421	417	414	411	408	405	401	398	395
SLE	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
	303	301	299	297	296	294	292	290	288	286
	327	325	323	321	319	317	315	313	311	310
	296	294	292	290	288	286	284	282	280	278
	272	270	268	266	264	262	260	259	257	255
	331	329	326	323	321	318	316	313	310	308
	335	333	331	329	327	325	323	321	319	317
	324	321	319	316	313	311	308	306	303	300
	264	262	260	258	256	255	253	251	249	247
SLV	249	247	245	243	241	239	237	235	233	231
	249	247	245	243	241	239	237	235	233	231

<i>P 11</i> (kN)	<i>P 12</i> (kN)	<i>P 13</i> (kN)	<i>P 14</i> (kN)	<i>P 15</i> (kN)	<i>P 16</i> (kN)	<i>P 17</i> (kN)	<i>P 18</i> (kN)	<i>P 19</i> (kN)	<i>P 20</i> (kN)
230	230	229	229	228	228	227	227	227	226
322	319	315	312	308	305	301	298	294	291
322	319	315	312	308	305	301	298	294	291
284	282	280	278	276	274	272	270	268	266
321	318	315	313	310	307	304	302	299	296
273	270	267	264	262	259	256	254	251	248
273	270	267	264	262	259	256	254	251	248
299	296	293	291	288	285	283	280	277	274
299	296	293	291	288	285	283	280	277	274
290	290	289	289	288	288	287	287	286	286
398	394	390	386	382	378	374	370	366	362
398	394	390	386	382	378	374	370	366	362
397	394	390	387	384	381	378	374	371	368
397	394	390	387	384	381	378	374	371	368
340	336	333	330	327	324	320	317	314	311
340	336	333	330	327	324	320	317	314	311
371	368	365	362	358	355	352	349	346	342
371	368	365	362	358	355	352	349	346	342
205	205	205	205	205	205	205	205	205	205
265	263	261	259	257	255	253	251	249	247
279	277	275	273	271	269	267	266	264	262
260	258	257	255	253	251	249	247	245	243
246	244	242	240	238	236	235	233	231	229
285	282	280	277	275	272	269	267	264	262
284	282	280	278	276	274	272	270	268	266
281	278	275	273	270	268	265	262	260	257
241	239	238	236	234	232	230	228	226	224
230	228	226	224	222	220	218	216	214	212
230	228	226	224	222	220	218	216	214	212

<i>P 21</i> (kN)	<i>P 22</i> (kN)	<i>P 23</i> (kN)	<i>P 24</i> (kN)	<i>P 25</i> (kN)	<i>P 26</i> (kN)	<i>P 27</i> (kN)	<i>P 28</i> (kN)	<i>P 29</i> (kN)	<i>P 30</i> (kN)
213	213	212	212	211	211	211	210	210	209
269	266	263	259	256	252	249	245	242	238
269	266	263	259	256	252	249	245	242	238
239	237	235	233	231	229	227	225	223	221
263	260	257	254	252	249	246	243	241	238
247	244	241	238	236	233	230	227	225	222
247	244	241	238	236	233	230	227	225	222
255	253	250	247	244	242	239	236	233	231
255	253	250	247	244	242	239	236	233	231
269	269	268	268	267	267	266	266	265	265
335	331	327	323	319	315	311	307	303	299
335	331	327	323	319	315	311	307	303	299
327	324	321	318	314	311	308	305	302	298
327	324	321	318	314	311	308	305	302	298
308	305	302	298	295	292	289	286	282	279
308	305	302	298	295	292	289	286	282	279
319	315	312	309	306	303	299	296	293	290
319	315	312	309	306	303	299	296	293	290
189	190	190	190	190	190	190	190	190	190
226	225	223	221	219	217	215	213	211	209
231	229	227	225	223	222	220	218	216	214
225	223	221	219	217	215	213	211	209	208
220	218	216	214	212	211	209	207	205	203
239	236	234	231	228	226	223	221	218	215
233	231	229	227	225	223	221	219	217	215
237	235	232	229	227	224	222	219	216	214
219	217	215	213	211	209	207	205	203	201
210	208	206	204	202	200	198	196	194	192
211	208	206	204	202	200	198	196	194	192

<i>P31</i> (kN)	<i>P32</i> (kN)	<i>P33</i> (kN)	<i>P34</i> (kN)	<i>P35</i> (kN)	<i>P36</i> (kN)	<i>P37</i> (kN)	<i>P38</i> (kN)	<i>P39</i> (kN)	<i>P40</i> (kN)
196	196	195	195	195	194	194	193	193	192
217	213	210	206	203	200	196	193	189	186
217	213	210	206	203	200	196	193	189	186
194	192	190	188	186	184	182	180	178	176
204	202	199	196	193	191	188	185	183	180
220	218	215	212	210	207	204	201	199	196
220	218	215	212	210	207	204	201	199	196
212	209	206	204	201	198	195	193	190	187
212	209	206	204	201	198	195	193	190	187
248	248	247	246	246	245	245	244	244	243
272	268	264	260	256	252	248	244	240	236
272	268	264	260	256	252	248	244	240	236
257	254	251	248	245	241	238	235	232	229
257	254	251	248	245	241	238	235	232	229
277	273	270	267	264	261	257	254	251	248
277	273	270	267	264	261	257	254	251	248
266	263	260	256	253	250	247	244	240	237
266	263	260	256	253	250	247	244	240	237
174	175	175	175	175	175	175	175	175	175
188	186	184	182	180	178	176	174	173	171
183	181	179	178	176	174	172	170	168	166
190	188	186	184	182	180	178	176	174	172
194	192	190	188	187	185	183	181	179	177
193	190	187	185	182	180	177	174	172	169
182	180	178	176	174	172	170	168	166	164
194	191	189	186	184	181	178	176	173	171
196	194	192	190	188	186	184	182	180	178
191	189	187	185	183	181	179	177	175	173
191	189	187	185	183	181	179	177	175	173

<i>P41</i> (kN)	<i>P42</i> (kN)	<i>P43</i> (kN)	<i>P44</i> (kN)	<i>P45</i> (kN)	<i>P46</i> (kN)	<i>P47</i> (kN)	<i>P48</i> (kN)	<i>P49</i> (kN)	<i>P50</i> (kN)
180	179	179	178	178	177	177	176	176	175
164	161	157	154	150	147	143	140	137	133
164	161	157	154	150	147	143	140	137	133
149	147	145	143	141	139	137	135	133	131
146	144	141	138	135	133	130	127	124	122
194	192	189	186	183	181	178	175	172	170
194	192	189	186	183	181	178	175	172	170
168	165	163	160	157	154	152	149	146	143
168	165	163	160	157	154	152	149	146	143
227	226	226	225	225	224	224	223	223	222
209	205	201	197	193	189	185	180	176	172
209	205	201	197	193	189	185	180	176	172
188	185	181	178	175	172	169	165	162	159
188	185	181	178	175	172	169	165	162	159
245	242	239	235	232	229	226	223	219	216
245	242	239	235	232	229	226	223	219	216
213	210	207	204	201	197	194	191	188	185
213	210	207	204	201	197	194	191	188	185
159	159	160	160	160	160	160	160	160	160
150	148	146	144	142	140	138	136	134	132
135	134	132	130	128	126	124	122	120	118
154	152	150	148	146	144	142	141	139	137
168	166	164	163	161	159	157	155	153	151
146	144	141	139	136	133	131	128	126	123
131	129	127	125	123	121	119	117	115	113
151	148	146	143	140	138	135	133	130	127
173	171	169	167	165	163	161	160	158	156
172	170	168	166	164	162	160	158	156	154
172	170	168	166	164	162	160	158	156	154

<i>P51</i> (kN)	<i>P52</i> (kN)	<i>P53</i> (kN)	<i>P54</i> (kN)	<i>P55</i> (kN)	<i>P56</i> (kN)	<i>P57</i> (kN)	<i>P58</i> (kN)	<i>P59</i> (kN)	<i>P60</i> (kN)
163	162	162	161	161	160	160	159	159	159
112	108	105	101	98	94	91	87	84	80
112	108	105	101	98	94	91	87	84	80
104	102	100	98	96	94	92	90	89	87
88	85	83	80	77	74	72	69	66	63
168	166	163	160	157	155	152	149	146	144
168	166	163	160	157	155	152	149	146	144
124	122	119	116	114	111	108	105	103	100
124	122	119	116	114	111	108	105	103	100
206	205	205	204	204	203	202	202	201	201
146	142	138	134	129	125	121	117	113	109
146	142	138	134	129	125	121	117	113	109
118	115	112	108	105	102	99	96	92	89
118	115	112	108	105	102	99	96	92	89
214	210	207	204	201	198	194	191	188	185
214	210	207	204	201	198	194	191	188	185
161	158	154	151	148	145	142	138	135	132
161	158	154	151	148	145	142	138	135	132
144	144	145	145	145	145	145	145	145	145
111	109	107	105	104	102	100	98	96	94
88	86	84	82	80	78	76	74	72	70
119	117	115	113	111	109	107	105	103	101
142	140	139	137	135	133	131	129	127	125
100	98	95	92	90	87	85	82	79	77
80	78	76	74	72	70	68	66	64	62
108	105	102	100	97	95	92	89	87	84
150	148	146	145	143	141	139	137	135	133
152	150	148	146	144	142	140	138	136	134
153	151	148	146	144	142	140	138	136	134

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 25 di 150

4.6.2 Verifica della capacità portante verticale

Verifica condotta secondo paragrafo 6.4.3.1 del D.M. 17/01/2018.

La portata totale limite di micropali iniettati a pressione (semplice e/o ripetuta) è definita dalla seguente espressione, utilizzando il metodo di Bustamante e Doix.

$$Q_{lim} = Q_l + Q_p$$

essendo:

$$Q_l = \pi \cdot D \cdot \sum l_i \cdot \alpha_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

$$Q_u = N_q \cdot A_q \cdot \sigma_{vi}^j \quad \text{portata ultima di base}$$

Dove:

D = diametro punta di perforazione

l_i = lunghezza i-esima della formazione di terreno

α_i = rapporto tra diametro reso del bulbo e diametro di perforazione

$\tau_{lim,i}$ = attrito laterale ultimo terreno-micropalo

N_q = coeff. di capacità portante (Berezantzev)

A_q = area di base

σ_{vi} = tensione litostatica alla base

Il carico limite di punta Q_p può anche essere determinato in funzione della portata laterale, e precisamente pari al 15% del carico ultimo laterale; inoltre qualora il tratto iniettato raggiunga la superficie del terreno è opportuno trascurare il tratto di 3 m più superficiale nella determinazione della portata limite.

La determinazione della resistenza per attrito laterale viene determinato partendo dai valori caratteristici, desunti dall'abaco di seguito riportato.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici tramite coefficienti parziali γ_R , relativi alla colonna R₃ "Pali trivellati" della Tabella 6.4.II del D.M. 17/01/2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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.

γ_{R3} = coefficienti per la portata di base e laterale definito per l'approccio 2 – A1+M1+R3 definito al punto 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2018": $\gamma_b = 1,35$; $\gamma_l = 1,15$.

FATTORE DI CORRELAZIONE:

Il fattore di correlazione $\square$ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,60 relativo a tre sondaggi. Si sono considerati i sondaggi VG2, VG3 e VG4, posti alla minore distanza dal sito ove sorge la costruzione. I risultati dei sondaggi confermano in linea generale una omogeneità diffusa del terreno nell'area interessata dalla costruzione del ponte in oggetto.

CALCOLO DELLA PORTATA

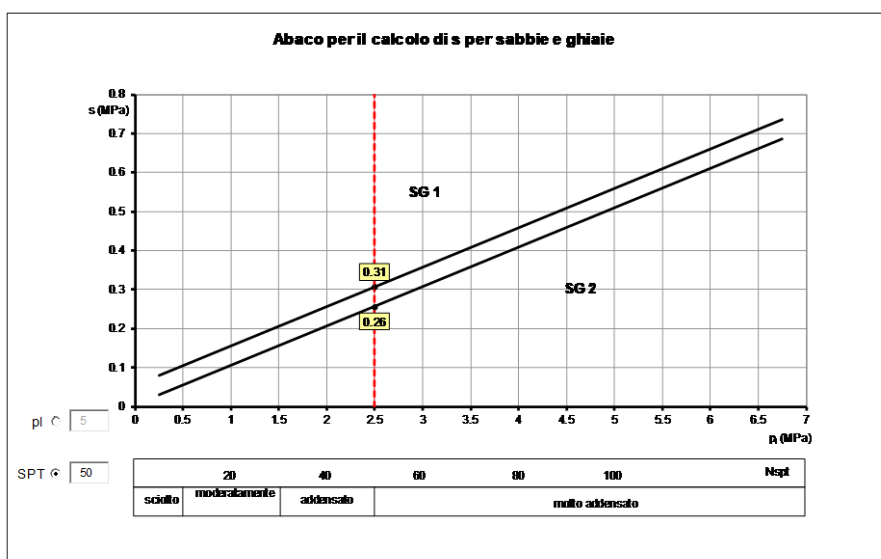
Per i parametri del terreno facciamo riferimento alla relazione geologica in cui le prove NSPT quasi sempre vanno a rifiuto. Si assume cautelativamente $NSPT = 50$.

Per lo strato roccioso, una volta noto il valore di NSPT entrando con tale parametro nell'abaco per il calcolo della resistenza laterale s valido per sabbie e ghiaie e facendo riferimento alla curva SG2 (micropali iniettati a gravità) si determina il valore di s .

Si considera quindi $SPT=50$. Entrando nell'abaco SG2 si trova $s=0,26$.

Indicazioni per la scelta del valore di s

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$



Nei calcoli si considera un diametro di perforazione di 225 mm, che moltiplicato per il valore di $\square = 1,20$ nei tratti a gravità conduce ad un diametro reso Dresò = 270 mm.

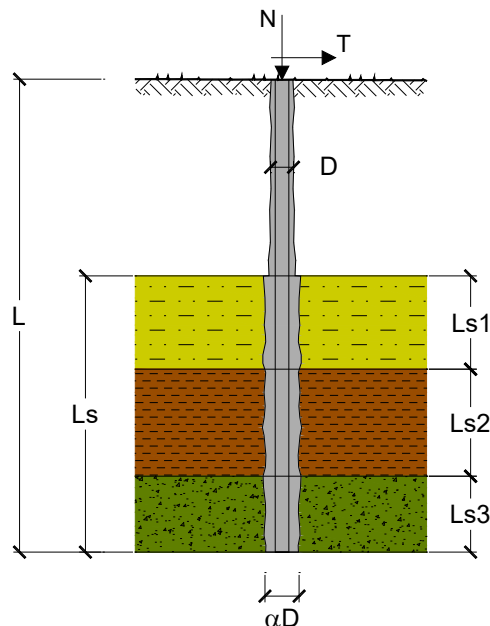
Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Nel calcolo della capacità portante sono stati trascurati i 3 m più superficiali del micropalo.

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO
OPERA: NW03 - Spalla 1

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	467.00	0.00	467.00
T (kN)	85.00	0.00	85.00



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

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	2.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	2.40

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.23 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

**NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione
 di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1D	01	D26	CLNW0304001	A	29 di 150

Armatura:

					
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø193,7 x 12,0

ø193,7 x 12,0

 Area dell'armatura (A_{arm}): 6850 (mm²)

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.839E+07 (mm⁴)

 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 293,154 (mm³)

 Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1.05

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

 Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Deposito ghiaioso	5.00	1.20	0.27	0.260	0.260	0.141	599.29
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

 $L_s = 5.00$ (m) $QI = 599.29$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

 $\% Punta$ 10% $Qp = 59.93$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO
COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

 $Qlim = 659.22$ (kN)

 $Fs = 1.41$

Verifica soddisfatta

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 30 di 150

4.6.3 Verifica della capacità portante orizzontale

Secondo quanto indicato dalle NTC 2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$F_{tRd} \leq R_{tRd}$, dove:

F_{tRd} è il carico orizzontale massimo agente in testa al palo per la combinazione peggiorativa

R_{tRd} è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRk}}{\gamma_T}, \text{ dove:}$$

$$R_{tRk} = \frac{R_{tRcal}}{\xi} = \text{resistenza caratteristica ai carichi orizzontali}$$

γ_T = coefficiente di sicurezza parziale.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla tabella 6.4.VI delle NTC 2018:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

R_{tRcal} rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è influente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

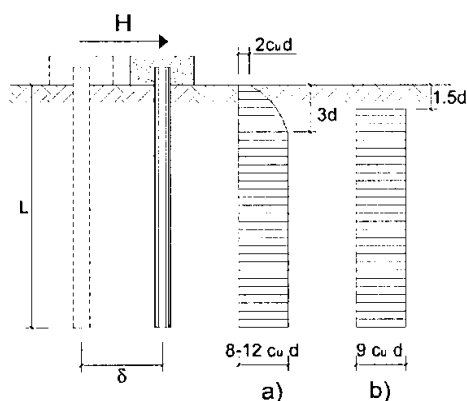
Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

Terreno a comportamento coesivo

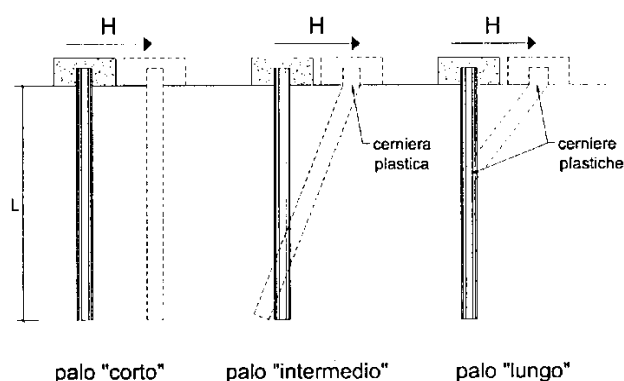
Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.



I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

La figura seguente espone i meccanismi di rottura del complesso palo – terreno per carichi orizzontali a seconda della tipologia di pali.



Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} + 4,50 \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)$$

$$H_{lim} \cdot (d_s + f) - 4,50 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)^2 - 2 \cdot M_y = 0$$

essendo:

f = profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s = altezza della testa palo rispetto al piano di scalzamento

Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot Z \cdot D$$

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4} \right)} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot f^2$$

$$f^3 + 1,50 \cdot D \cdot f^2 - \left(\frac{2 \cdot M_y}{\gamma \cdot k_p \cdot D} \right) = 0$$

essendo:

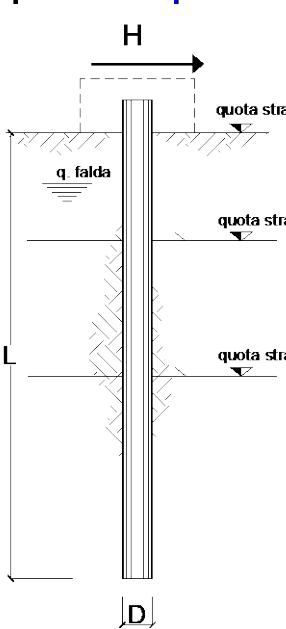
f = profondità dal piano campagna della cerniera plastica.

Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione γ_3 per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,60.

Non è stato considerato l'effetto riduttivo dei pali in gruppo in quanto i micropali sono posti ad interasse > 3 diametri ed in aggiunta il terreno è di tipo incoerente.

Approccio 2: → Stato Limite Ultimo STR – A1+M1+R3

opera **Pali Spalla 1**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Depositi alluvionali	0.00	19	19	38	4.20	
□ strato 2						1.00	
□ strato 3						1.00	
□ strato 4						1.00	
□ strato 5						1.00	
□ strato 6						1.00	

Quota falda -15 (m)

Diametro del palo D 0.27 (m)

Lunghezza del palo L 8.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y 142 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)		
Palo lungo	$H =$	180.9 (kN)
Palo intermedio	$H =$	559.0 (kN)
Palo corto	$H =$	2070.3 (kN)
	$H_{lim} =$	180.9 (kN) Palo lungo

$$R_{Rd} = \frac{R_{Rcal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{180,9}{1,30 \cdot 1,60} = 87 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 85 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

4.6.4 Verifica della stabilità del micropalo

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 9.69 (N/mm²)

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5} \quad \eta = P_k / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$P_k = 15198.04 \quad (MN) \quad \eta = 32.54$$

4.6.5 Verifica di resistenza del micropalo

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.829 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 51.28 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 243.11 \quad (N/mm^2) \quad \sigma_{min} = -106.76 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 24.82 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 246.88 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 35 di 150

4.7 *Verifica della fondazione*

4.7.1 *Determinazione delle sollecitazioni nella fondazione*

Le sollecitazioni nella fondazione sono state determinate mediante un modello ad elementi finiti realizzato con il programma di calcolo SAP 2000 utilizzando elementi piani a comportamento flessionale o “shell”.

La mesh è stata realizzata con elementi di dimensioni non superiori a 30 cm.

Gli elementi shell rappresentanti la fondazione sono stati vincolati mediante incastri in corrispondenza dei nodi lungo il muro frontale e lungo i muri andatori.

Al modello sono stati applicati oltre al peso proprio della fondazione ed il peso proprio del terreno sulla fondazione anche delle forze concentrate in corrispondenza dei pali che rappresentano proprio le azioni sui pali rispettivamente nella combinazione SLU STR che genera gli effetti peggiori, nella peggiore delle condizioni SLE rare, nella peggiore delle condizioni SLE frequenti e nella condizione SLE quasi permanente. Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle principali azioni interne nella fondazione allo SLU STR e nelle condizioni SLE utilizzate nelle verifiche.

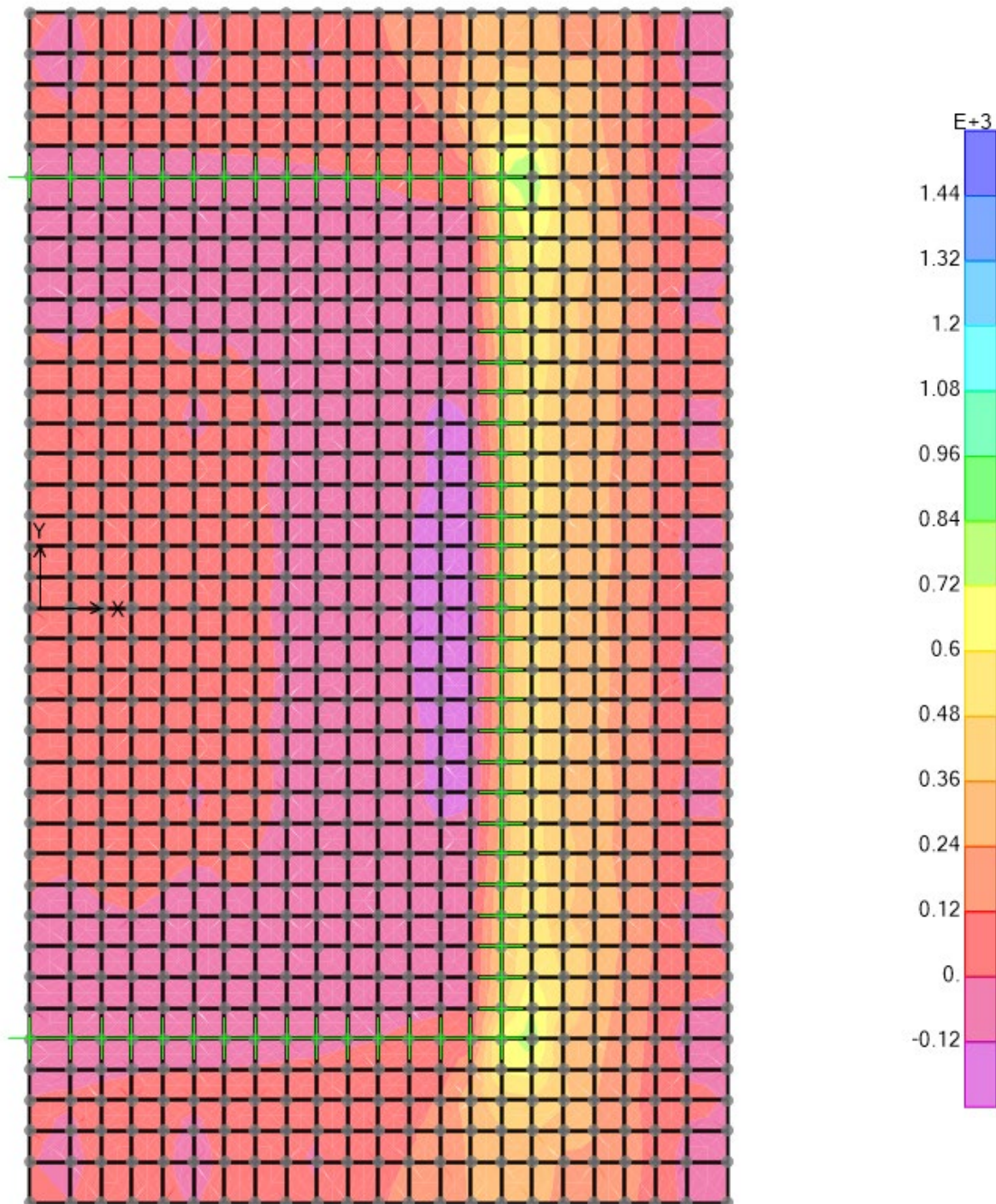


Figura 4 – Momento flettente M1-1 [kNm/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

M1-1, max = 843 kNm/m

M1-1, min = -193 kNm/m

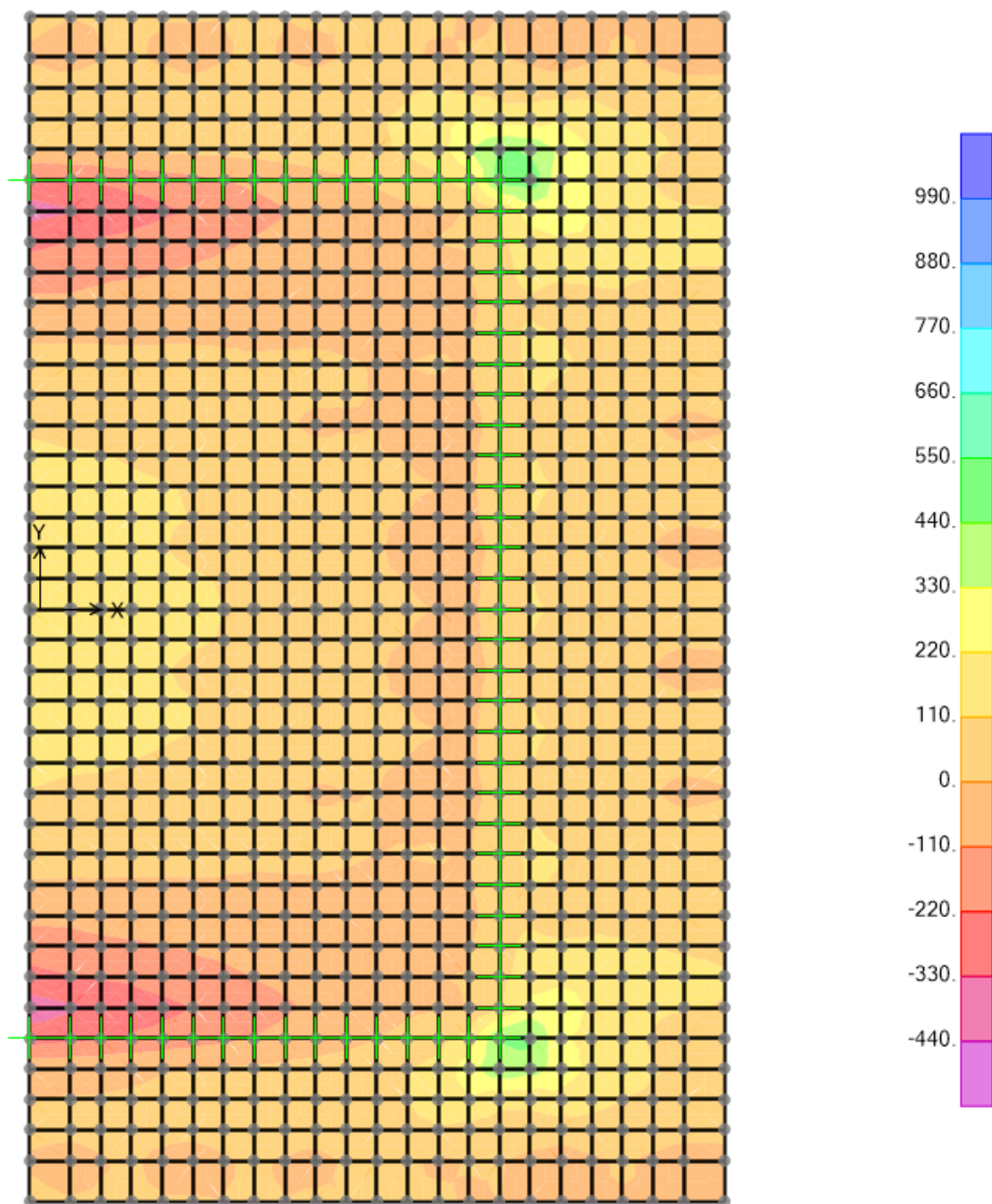


Figura 5 – Momento flettente M2-2 [kNm/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

M2-2, max = 465 kNm/m

M1-1, min = -334 kNm/m

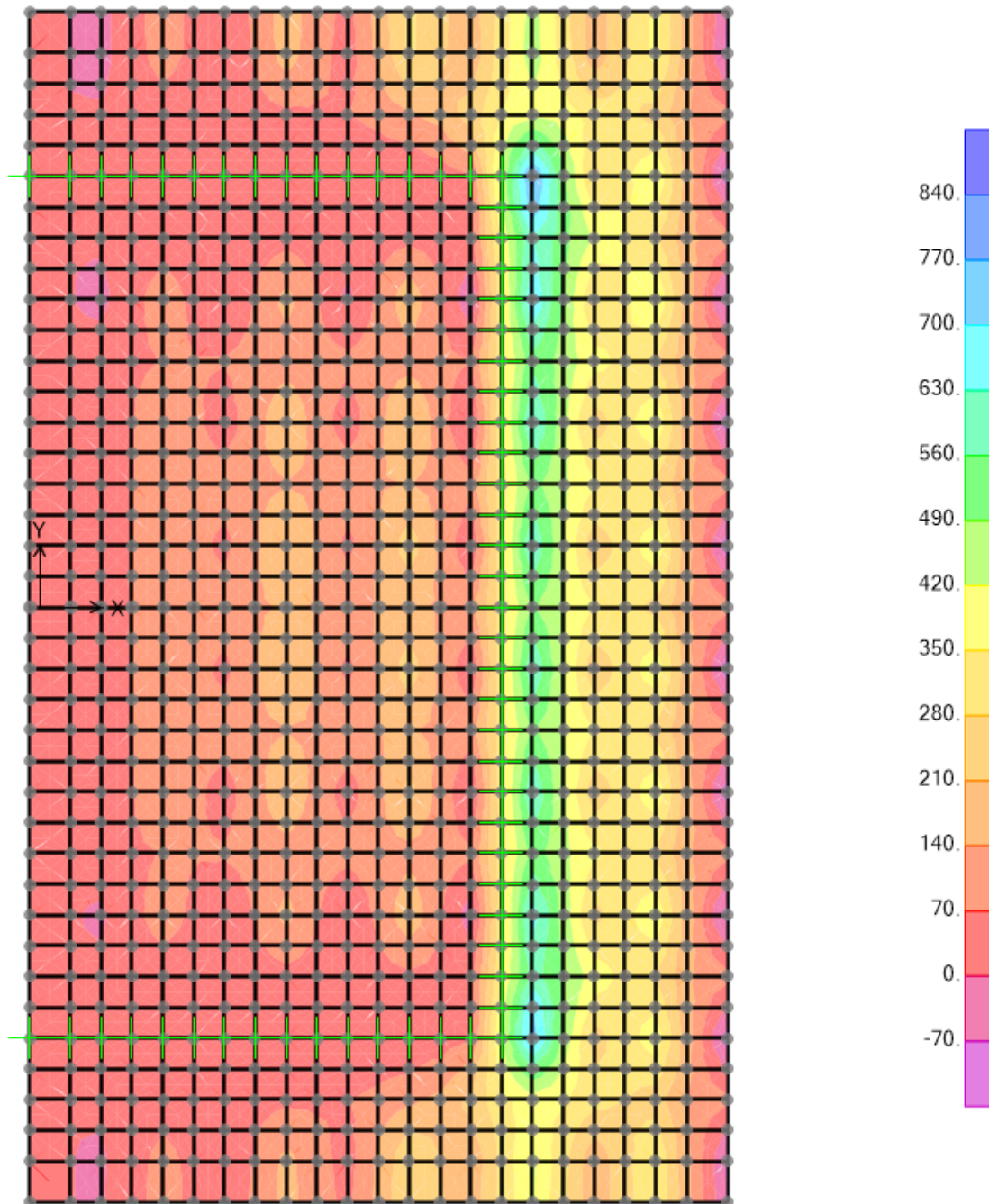


Figura 6 – Azione tagliante V1-3 [kN/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

V1-3, max = 795 kN/m

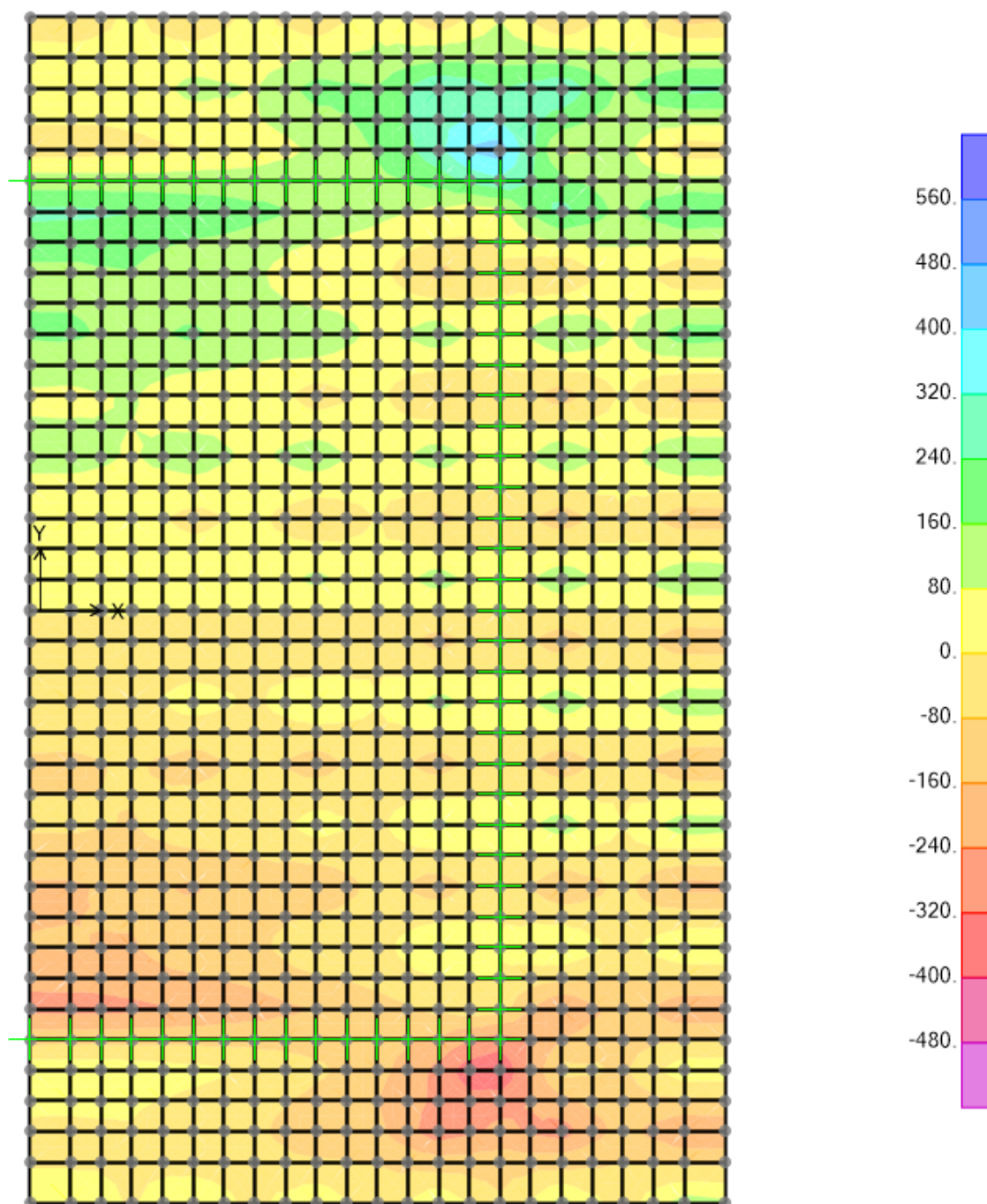


Figura 7 – Azione tagliante V2-3 [kN/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

V2-3, max = 442 kN/m

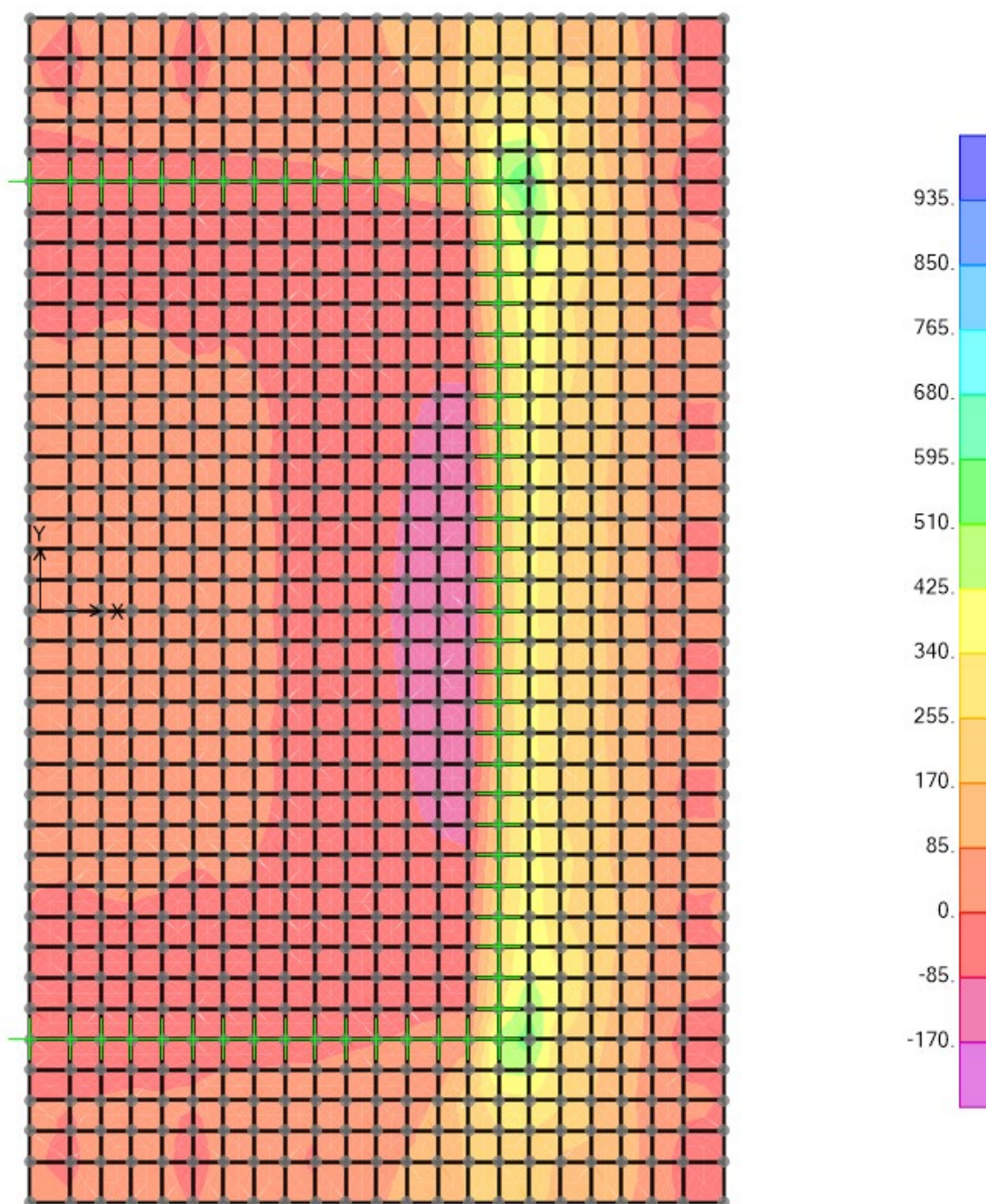


Figura 8 – Momento flettente M1-1 [kNm/m] – SLE rara

Combinazione SLE rara

M1-1, max = 590 kNm/m

M1-1, min = -175 kNm/m

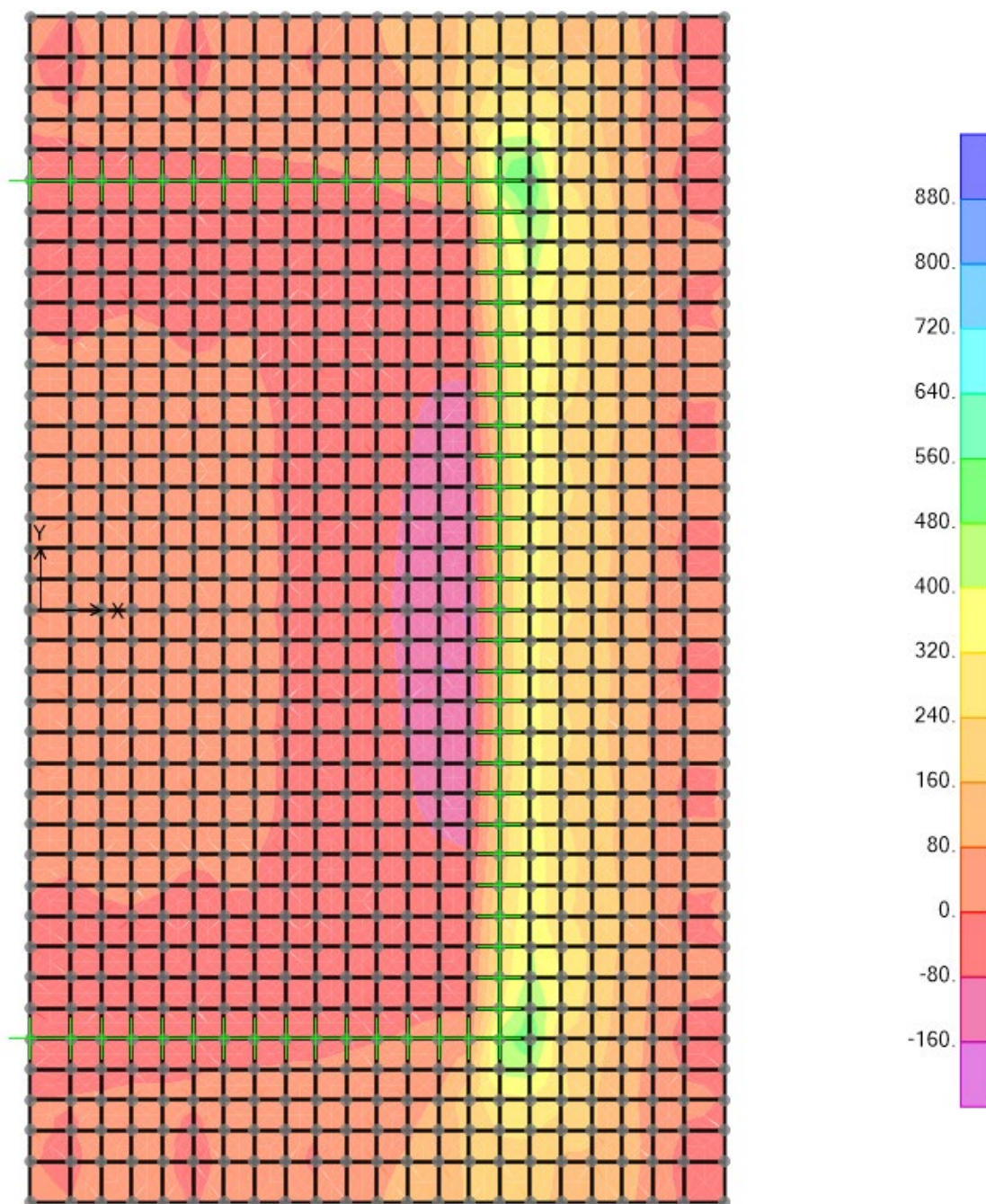


Figura 9 – Momento flettente M1-1 [kNm/m] – SLE frequente

Combinazione SLE frequente

M1-1, max = 554 kNm/m

M1-1, min = -166 kNm/m

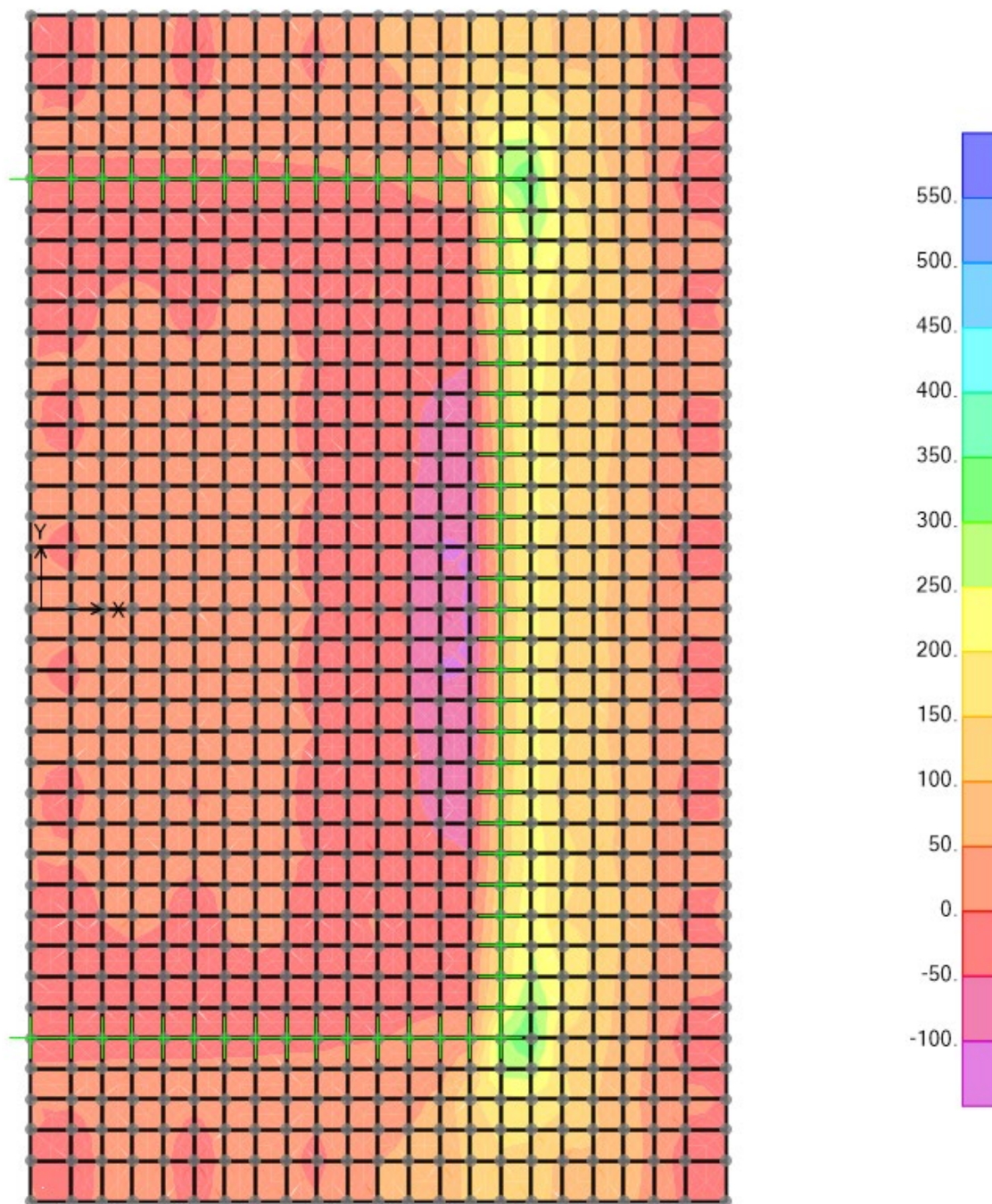


Figura 10 – Momento flettente $M1-1$ [kNm/m] – SLE quasi permanente

Combinazione SLE quasi permanente

$M1-1$, max = 343 kNm/m

$M1-1$, min = -106 kNm/m

4.7.2 Verifica a flessione SLU

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	150	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore	5φ26	c= 143 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +843 \text{ kNm}$		

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	143

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 843 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1.446 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 62 ‰
 d 143 cm
 x 7.642 w/d 0.05344
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

$$IR = 1446 / 843 = 1,72 > 1$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.7.3 Verifica a taglio SLU

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1,000	mm
h	altezza totale della sezione	1,500	mm
d	altezza utile sezione	1,430	mm

Descrizione materiale				
Calcestruzzo	classe C C25/30	R _{ck} (Mpa)= 30	f _{ck} (Mpa)= 24.9	
Acciaio	B450C	f _{yk} (Mpa)= 450	f _{yd} (Mpa)= 391.30	
γ _c	1.50	γ _m	1.15	f _{cd} (Mpa)= 14.11

SEN²θ 0.1089049
SENθ 0.3300075
θ 19.27 °

0.77	4.15	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se θ < 21.8 ° si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.
Sostituire θ = 21.8 °.**

cot(θ)	θ	V _{rsd} [kN]	V _{rzd} [kN]	V _{sd} [kN]
1	45.00	988.83	4,539.89	795
1.1	42.27	1,087.72	4,519.35	795
1.2	39.81	1,186.60	4,465.47	795
1.3	37.57	1,285.48	4,388.00	795
1.4	35.54	1,384.37	4,294.49	795
1.5	33.69	1,483.25	4,190.67	795
1.6	32.01	1,582.13	4,080.80	795
1.7	30.47	1,681.02	3,968.03	795
1.8	29.05	1,779.90	3,854.63	795
1.9	27.76	1,878.78	3,742.21	795
2	26.57	1,977.67	3,631.91	795
2.1	25.46	2,076.55	3,524.50	795
2.2	24.44	2,175.43	3,420.47	795
2.3	23.50	2,274.32	3,320.11	795
2.4	22.62	2,373.20	3,223.59	795
2.5	21.80	2,472.08	3,130.96	795

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	A _{sw} (mm²)
staffe	2.5	400	20	785.40

Parametri di calcolo

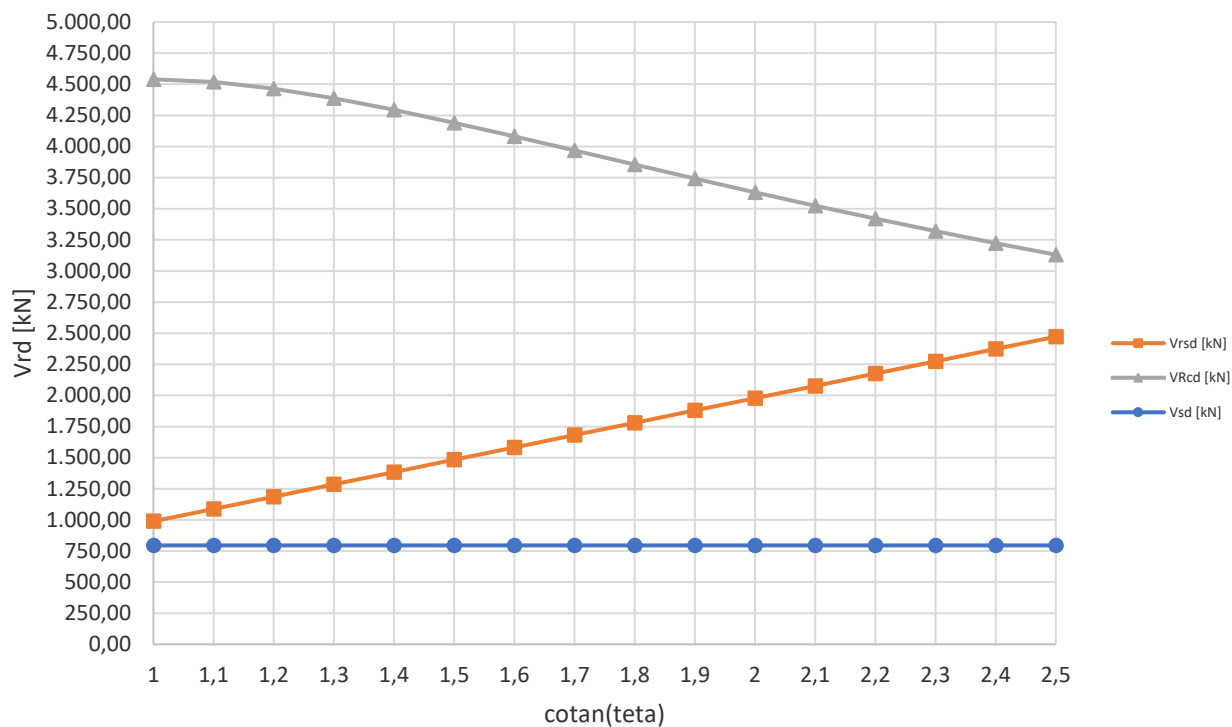
	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21.80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
α _c	coefficiente maggiorativo	1.00	

Verifica

V _{sd} =	795 kN
V _{rsd} =	2,472.26 kN
V _{rzd} =	3,130.80 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio DM2008



LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.7.4 Verifica SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	150	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore	5φ26	c= 143 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +590 \text{ kNm}$		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	143

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 590 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_c -2.629 N/mm²

σ_s 165.6 N/mm²

ε_s 0.8279 ‰

d 143 cm

x 27.51 x/d 0.1923

δ 0.7

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

Verifica condotta secondo i paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 17/01/2018.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_c, \text{compressione} = -2,69 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 14,94 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è:

$$\sigma_s, \text{trazione} = 165,6 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 360 \text{ MPa}$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.7.5 Verifica SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	150	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore	5φ26	c= 143 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +554 \text{ kNm}$		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	143

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N°	Ed	Ed	Ed
N	0	0	0
M	0	554	0
M	0	0	0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

Proprietà	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.6
		τ_{c1} 1.829

σ_c -2.468 N/mm²
 σ_s 155.5 N/mm²
 ϵ_s 0.7773 ‰
 d 143 cm
 x 27.51 x/d 0.1923
 δ 0.7

Verifica
 N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C25/30** $f_{ck} = 24.90$ MPa $R_{ck} = 30$ Mpa
 Classe di esposizione **XC2**
 Condizioni ambientali Ordinarie Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_2$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_3$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 17/01/2018

Pagina 2

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 155.50 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

durata del carico breve k_t 0.6

larghezza sezione b 1,000 mm

altezza sezione h 1500 mm

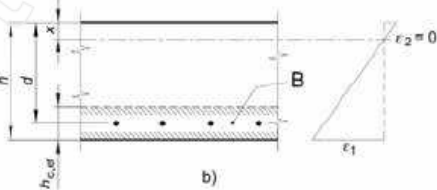
altezza utile d 1430 mm

asse neutro x 275.10 mm

caso Fig. C4.1.9 b

$h_{c,ef}$ 175.00 mm

b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

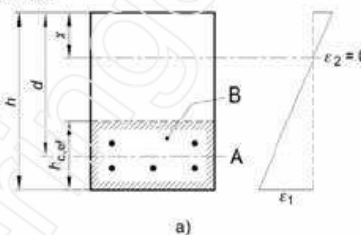


Legenda

a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

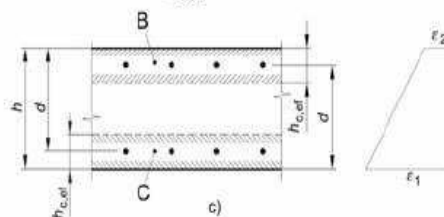
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$

C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$



$A_{c,ef}$ 175,000 mm²

A_s 2,655 mm²

ρ_{eff} 0.02 -

E_{cm} 31,447.16 MPa

E_s 200,000 MPa

α_e 6.36 -

f_{ctm} 2.56 MPa

ϵ_{sm} 0.0005 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 26 mm

numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

diametro equivalente f_{eq} 26.00 mm

ricoprimento dell'armatura c 40 mm

barre aderenza migliorata

caso flessione

k_1 0.8

k_2 0.5

k_3 3.4

k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm

spaziatura limite $5(c+f/2)$ 265.00 mm

Δs_{max} 427.38 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.20$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

$w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.7.6 Verifica SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	150	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore	5φ26	c= 143 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +343 \text{ kNm}$		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	143

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 343 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -1.528 N/mm²
σ_s 96.26 N/mm²

ε_s 0.4813 ‰
d 143 cm
x 27.51 x/d 0.1923
δ 0.7

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C25/30** $f_{ck} = 24.90$ MPa $R_{ck} = 30$ Mpa
 Classe di esposizione **XC2**
 Condizioni ambientali Ordinarie Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali	Ordinarie		
Armatura	Poco sensibile		
Combinazione	Quasi permanente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_2$
Combinazione	Frequente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_3$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Pagina 3

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 96.26 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico **breve** k_t 0.6

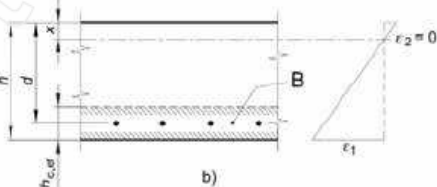
 larghezza sezione b 1,000 mm

 altezza sezione h 1,500 mm

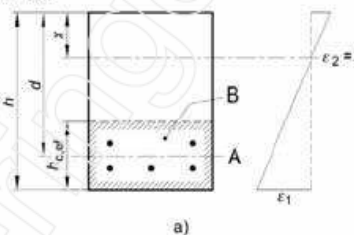
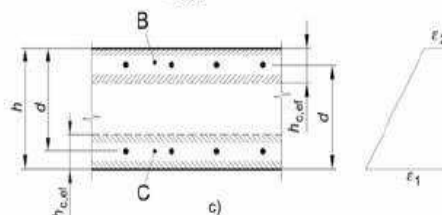
 altezza utile d 1,430 mm

 asse neutro x 275.10 mm

 caso Fig. C4.1.9 **b**
 $h_{c,ef}$ 175.00 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

 a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

 c) Elemento in trazione
 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

 $A_{c,ef}$ 175,000 mm²
 A_s 2,655 mm²
 ρ_{eff} 0.02 -

 E_{cm} 31,447.16 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 6.36 -

 f_{ctm} 2.56 MPa

 ϵ_{sm} **0.0003** -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 26 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

 diametro equivalente f_{eq} 26.00 mm

 ricoprimento dell'armatura c 40 mm

 barre **aderenza migliorata**

 caso **flessione**
 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 265.00 mm

 Δs_{max} 427.38 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} =$ **0.12** mm

Valore limite di apertura della fessura:
 w_l = **0.20** mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.8 Verifica del muro frontale

4.8.1 Determinazione delle sollecitazioni nel muro frontale

MURO FRONTALE - Sezione di base: AZIONI GLOBALI

	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	<i>N</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 11	4,514	4,558	1,820	496	501	200	SLU STR
Combinazione 12	6,259	11,760	3,964	688	1,292	436	
Combinazione 13	6,259	11,760	3,964	688	1,292	436	
Combinazione 14	5,811	12,459	3,984	639	1,369	438	
Combinazione 15	5,811	12,459	3,984	639	1,369	438	
SLE rara 1	4,648	8,714	2,936	511	958	323	SLE
SLE rara 2	4,322	9,234	2,951	475	1,015	324	
SLE frequente 1	4,322	7,380	2,539	475	811	279	
SLE frequente 2	4,322	8,770	2,848	475	964	313	
SLE quasi permanente 1	3,343	3,377	1,348	367	371	148	
SLE quasi permanente 2	3,343	3,377	1,348	367	371	148	
	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	<i>N</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN)	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	4,814	5,512	1,506	529	606	165	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	4,814	5,512	1,507	529	606	166	
perm + 0,30 sisma (X+Z) + sisma Y schema 1	4,814	3,686		529	405		
perm + 0,30 sisma (X+Z) + sisma Y schema 2	4,814	3,686		529	405		

4.8.2 Verifica a flessione SLU

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	155	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore	10φ26	c= 148 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +1369$ kNm		
	$N_{Ed} = +639$ kN		

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro frontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	155

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	53.09	148

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 639 0 kN
 M_{xEd} 1369 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 3,406 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 35.42 ‰
 d 148 cm
 x 13.31 x/d 0.08992
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

$$IR = 3406 / 1369 = 2,49 > 1$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.8.3 Verifica a taglio SLU

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1,000	mm
h	altezza totale della sezione	1,550	mm
d	altezza utile sezione	1,480	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C C32/40	R _{ck} (Mpa)= 40	f _{ck} (Mpa)= 33.2
Acciaio	B450C	f _{yk} (Mpa)= 450	f _{yd} (Mpa)= 391.30
γ _c	1.50	γ _m	1.15
			f _{cd} (Mpa)= 18.81

SEN²θ 0.0588087
SENθ 0.242505
θ 14.03 °

0.55	5.53	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se θ < 21,8 ° si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.
Sostituire θ = 21,8 °.**

cotan(γ)	θ	V _{rsd} [kN]	V _{rzd} [kN]	V _{sd} [kN]
1	45.00	736.85	6,264.84	438
1.1	42.27	810.54	6,236.49	438
1.2	39.81	884.22	6,162.14	438
1.3	37.57	957.91	6,055.24	438
1.4	35.54	1,031.60	5,926.20	438
1.5	33.69	1,105.28	5,782.93	438
1.6	32.01	1,178.97	5,631.32	438
1.7	30.47	1,252.65	5,475.70	438
1.8	29.05	1,326.34	5,319.20	438
1.9	27.76	1,400.02	5,164.08	438
2	26.57	1,473.71	5,011.87	438
2.1	25.46	1,547.39	4,863.65	438
2.2	24.44	1,621.08	4,720.08	438
2.3	23.50	1,694.76	4,581.60	438
2.4	22.62	1,768.45	4,448.41	438
2.5	21.80	1,842.13	4,320.58	438

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm²)
staffe	2.5	200	12	282.74

Parametri di calcolo

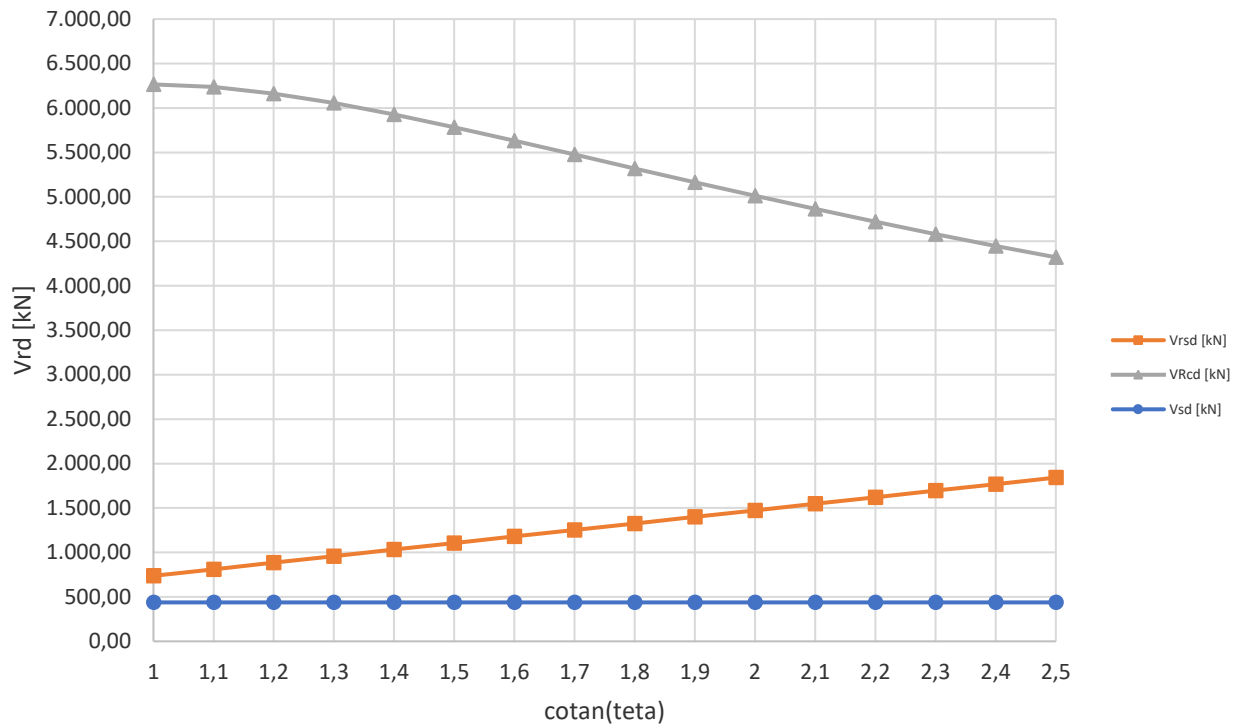
	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21.80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
α _c	coefficiente maggiorativo	1.00	

Verifica

V _{sd} =	438 kN
V _{rsd} =	1,842.27 kN
V _{rzd} =	4,320.36 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio DM2008



LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.8.4 Verifica SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	155	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore	10φ26	c= 148 cm
SOLLECITAZIONI	M_{Ed}	+1015 kNm	
	N_{Ed}	+475 kN	

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro frontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	155

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	53.09	148

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 415 kN
 M_{xEd} 0 1015 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -3.531 N/mm²
 σ_s 107.3 N/mm²
 ε_s 0.5363 ‰
 d 148 cm
 x 48.93 x/d 0.3306
 δ 0.8532

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Verifica condotta secondo i paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 17/01/2018.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_c, \text{compressione} = -3,53 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 19,92 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è:

$$\sigma_s, \text{trazione} = 107,3 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 360 \text{ MPa}$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.8.5 Verifica SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	155	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 26	c = 7 cm
	inferiore	10 ϕ 26	c = 148 cm
SOLLECITAZIONI	M_{Ed}	+964 kNm	
	N_{Ed}	+475 kN	

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro frontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	155

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	53.09	148

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 475 kN
 M_{xEd} 0 964 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{cl} 2.029

σ_c -3.382 N/mm²
 σ_s 95.73 N/mm²
 ϵ_s 0.4786 ‰
 d 148 cm
 x 51.27 x/d 0.3464
 δ 0.873

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali	Molto aggressive		
Armatura	Poco sensibile		
Combinazione	Quasi permanente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
Combinazione	Frequente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 17/01/2018

Pagina 2

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

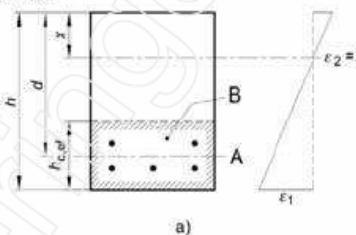
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 95.73 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
durata del carico breve k_t 0.6

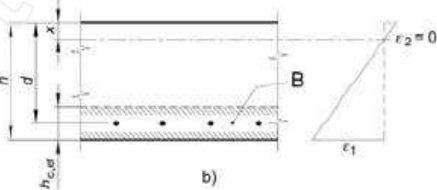
larghezza sezione b 1,000 mm
altezza sezione h 1550 mm
altezza utile d 1480 mm
asse neutro x 512.70 mm
caso Fig. C4.1.9 b
 $h_{c,ef}$ 175.00 mm

Legenda

a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

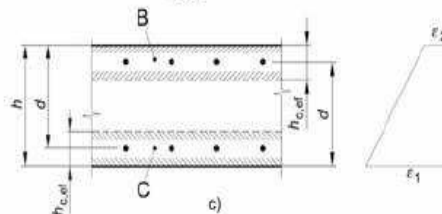


b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$



$A_{c,ef}$ 175,000 mm²
 A_s 5,309 mm²
 ρ_{eff} 0.03 -
 E_{cm} 33,642.78 MPa
 E_s 200,000 MPa
 α_e 5.94 -
 f_{ctm} 3.10 MPa
 ϵ_{sm} 0.0003 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1	n_1 10	f_1 26 mm
numero di barre di diametro f_2	n_2 0	f_2 0 mm
diagramma equivalente		f_{eq} 26.00 mm
ricoprimento dell'armatura c	40 mm	
barre	aderenza migliorata	k_1 0.8
caso	flessione	k_2 0.5
		k_3 3.4
		k_4 0.425
spaziatura tra i ferri d'armatura		100 mm
spaziatura limite $5(c+f/2)$		265.00 mm

Δs_{max} 281.69 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.08$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

$w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.8.6 Verifica SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	155	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 26	c= 7 cm
	inferiore	10 ϕ 26	c= 148 cm
SOLLECITAZIONI	M_{Ed}	+371 kNm	
	N_{Ed}	+367 kN	

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro frontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	155

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	53.09	148

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 367 kN
 M_{xEd} 0 371 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $G_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $G_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 N/mm²
 τ_{c1} 2.029 N/mm²

σ_c -1.335 N/mm²
 σ_s 24.18 N/mm²
 ϵ_s 0.1209 ‰
 d 148 cm
 x 67.06 x/d 0.4531
 1

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Molto aggressive
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Pagina 3

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 24.18 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico **breve** kt 0.6

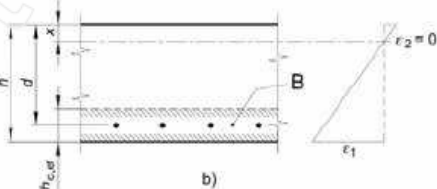
 larghezza sezione b 1,000 mm

 altezza sezione h 1,550 mm

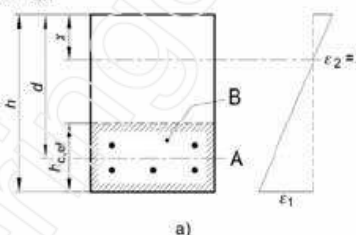
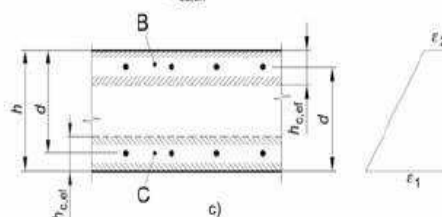
 altezza utile d 1,480 mm

 asse neutro x 670.60 mm

 caso Fig. C4.1.9 **b**
 $h_{c,ef}$ 175.00 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

 a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

 c) Elemento in trazione
 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

 $A_{c,ef}$ 175,000 mm²
 A_s 5,309 mm²
 ρ_{eff} 0.03 -

 E_{cm} 33,642.78 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 5.94 -

 f_{ctm} 3.10 MPa

 ϵ_{sm} **0.0001** -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 10 f_1 26 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

 diametro equivalente f_{eq} 26.00 mm

 ricoprimento dell'armatura c 40 mm

 barre **aderenza migliorata**

 caso **flessione**
 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

 spaziatura tra i ferri d'armatura **100** mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 265.00 mm

 Δs_{max} 281.69 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} =$ **0.02** mm

Valore limite di apertura della fessura:
 w_l **0.20** mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.9 Verifica del muro andatore

4.9.1 Determinazione delle sollecitazioni nel muro andatore

MURO LATERALE - Sezione a quota z m: NORME TECNICHE 2018

GEOMETRIA

z	=	0.00	m
Hmuro	=	6.27	m
Spessore	=	0.70	m

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m ³	γ	
Angolo di attrito terreno rilevato	0.611	rad	ϕ	35.00

SOVRACCARICO

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

Sovraccarico 99.91 kN/m²

SPINTE TERRENO E SOVRACCARICO

Coefficiente di spinta a riposo K0	0.43	[-]
Spinta a riposo a quota z	48.13	kN/m ²
Sovraccarico sommità	99.91	kN/m ²
Spinta sovraccarico sommità	42.60	kN/m ²
Diffusione del sovraccarico nel terrapieno con un angolo di 30°		
Diffusione longitudinale	5.82	m
Diffusione trasversale	6.62	m
Sovraccarico a quota z	24.57	kN/m ²
Spinta sovraccarico a quota z	10.48	kN/m ²

PARAMETRI SISMICI E SPINTE SISMICHE

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0.0646	
coefficiente orizzontale	$S = S_s \times S_T =$	1.20	
	$a_{max} =$	0.078	
	$\beta_m =$	1.00	
	$K_h =$	0.078	
Sovrapressioni sismiche WOOD	8.75	kN/m ²	
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.27	[-]	
Spinta attiva a quota z	30.58	kN/m ²	
Forza d'inerzia della porzione unitaria di muro sopra alla quota z	8.51	kN/m	

MOMENTI E TAGLI A QUOTA z - VALORI CARATTERISTICI

Spinta a riposo terreno	M=	315.33	kNm/m
	V=	150.88	kN/m
Sovraccarico	M=	626.95	kNm/m
	V=	166.41	kN/m
Spinta attiva terreno	M=	200.39	kNm/m
	V=	95.88	kN/m
Sovraspinta Wood	M=	171.97	kNm/m
	V=	54.86	kN/m
Forza d'inerzia	M=	26.67	kNm/m
	V=	8.51	kN/m

MOMENTI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR	$M_{Ed} =$	1272	kNm/m
SISMICA	$M_{Ed} =$	524	kNm/m
SLE RARA	$M_{Ed} =$	942	kNm/m
SLE FREQUENTE	$M_{Ed} =$	786	kNm/m
SLE QUASI PERMANENTE	$M_{Ed} =$	315	kNm/m

TAGLI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR	$V_{Ed} =$	428	kNm/m
SISMICA	$V_{Ed} =$	193	kNm/m

4.9.2 Verifica a flessione SLU

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	70	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ26	c= 7 cm
	inferiore 1° strato	5φ26	c= 53 cm
	inferiore 2° strato	10φ26	c= 63 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +1272 \text{ kNm}$		

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro laterale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Muro andatore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	53
3	53.09	63

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 1272 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 1,654 kNm

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.9 ‰
d 63 cm
x 15.31 x/d 0.243
 δ 0.7438

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

$$IR = 1654 / 1272 = 1,30 > 1$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.9.3 Verifica a taglio SLU

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1,000	mm
h	altezza totale della sezione	700	mm
d	altezza utile sezione	630	mm

Descrizione materiale				
Calcestruzzo	classe C C32/40	$R_{ck}(Mpa)=$ 40	$f_{ck}(Mpa)=$ 33.2	
Acciaio	B450C	$f_{yk}(Mpa)=$ 450	$f_{yd}(Mpa)=$ 391.30	
γ_c	1.50	γ_m	1.15	$f_{cd}(Mpa)=$ 18.81

$\text{SEN}^2\theta$ 0.1045487
 $\text{SEN}\theta$ 0.32334
 θ 18.87 °

0.98	5.53	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se $\theta < 21.8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.
Sostituire $\theta = 21.8^\circ$.

cotani θ	θ	Vr _{sd} [kN]	Vr _{cd} [kN]	V _{sd} [kN]
1	45.00	557.62	2,666.79	428
1.1	42.27	613.38	2,654.72	428
1.2	39.81	669.14	2,623.07	428
1.3	37.57	724.90	2,577.57	428
1.4	35.54	780.67	2,522.64	428
1.5	33.69	836.43	2,461.65	428
1.6	32.01	892.19	2,397.11	428
1.7	30.47	947.95	2,330.87	428
1.8	29.05	1,003.71	2,264.26	428
1.9	27.76	1,059.48	2,198.22	428
2	26.57	1,115.24	2,133.43	428
2.1	25.46	1,171.00	2,070.34	428
2.2	24.44	1,226.76	2,009.23	428
2.3	23.50	1,282.52	1,950.28	428
2.4	22.62	1,338.29	1,893.58	428
2.5	21.80	1,394.05	1,839.17	428

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	As _w (mm ²)
staffe	2.5	200	16	502.65

Parametri di calcolo

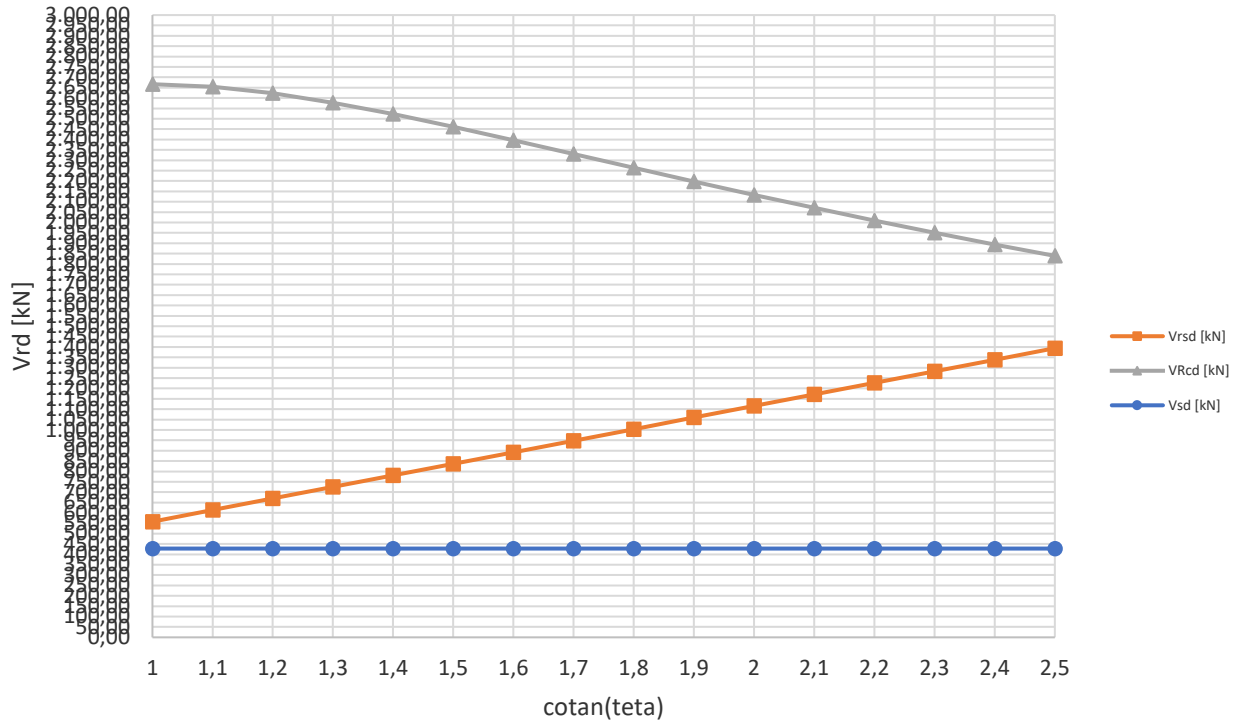
	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21.80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1.00	

Verifica

V _{sd} =	428 kN
Vr _{sd} =	1,394.15 kN
Vr _{cd} =	1,839.07 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio DM2008



LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.9.4 Verifica SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	70	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 26	c= 7 cm
	inferiore 1° strato	5 ϕ 26	c= 53 cm
	inferiore 2° strato	10 ϕ 26	c= 63 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +942$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro laterale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Muro andatore

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	53
3	53.09	63

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 942 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -11.49 N/mm²
 σ_s 249.6 N/mm²
 ε_s 1.248 ‰
 d 63 cm
 x 25.73 x/d 0.4083
 δ 0.9504

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Verifica condotta secondo i paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 17/01/2018.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -11,49 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 19,92 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è:

$$\sigma_{s,trazione} = 249,6 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 360 \text{ MPa}$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.9.5 Verifica SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	70	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 26	c= 7 cm
	inferiore 1° strato	5 ϕ 26	c= 53 cm
	inferiore 2° strato	10 ϕ 26	c= 63 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +786$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro laterale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Muro andatore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	53
3	53.09	63

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 786 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -9.584 N/mm²
 σ_s 208.3 N/mm²
 ϵ_s 1.041 ‰
d 63 cm
x 25.73 x/d 0.4083
 δ 0.9504

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Molto aggressive
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 17/01/2018

Pagina 2

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 208.30 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico breve k_t 0.6

larghezza sezione b 1,000 mm

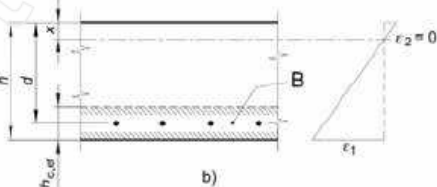
altezza sezione h 700 mm

altezza utile d 630 mm

asse neutro x 257.30 mm

caso Fig. C4.1.9 b

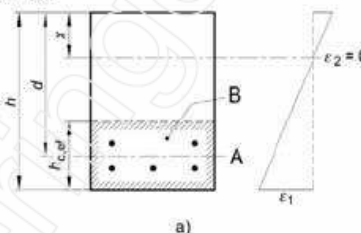
 $h_{c,ef}$ 147.57 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

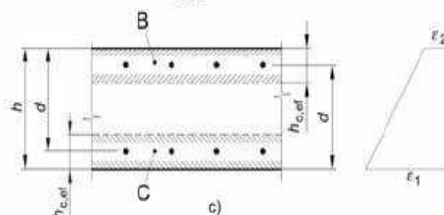
a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


c) Elemento in trazione

 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$

 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$

 $A_{c,ef}$ 147,567 mm²
 A_s 7,964 mm²
 ρ_{eff} 0.05 -

 E_{cm} 33,642.78 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 5.94 -

 f_{ctm} 3.10 MPa

 ϵ_{sm} 0.0008 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 10 f_1 26 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 5 f_2 26 mm

 diametro equivalente f_{eq} 26.00 mm

ricoprimento dell'armatura c 40 mm

barre aderenza migliorata

caso flessione

 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 100 mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 265.00 mm

 Δs_{max} 217.90 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.18$ mm

Valore limite di apertura della fessura:
 $w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.9.6 Verifica SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	70	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 26	c= 7 cm
	inferiore 1° strato	5 ϕ 26	c= 53 cm
	inferiore 2° strato	10 ϕ 26	c= 63 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +315$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro laterale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Muro andatore

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7
2	26.55	53
3	53.09	63

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 315 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -3.841 N/mm²
 σ_s 83.48 N/mm²
 ϵ_s 0.4174 ‰
 d 63 cm
 x 25.73 x/d 0.4083
 δ 0.9504

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Molto aggressive
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Pagina 3

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 83.48 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

durata del carico **breve** kt 0.6

larghezza sezione b 1,000 mm

altezza sezione h 700 mm

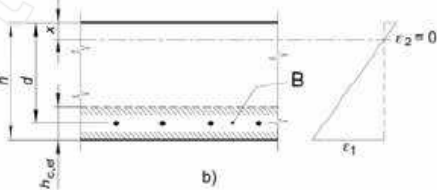
altezza utile d 630 mm

asse neutro x 257.30 mm

caso Fig. C4.1.9 **b**

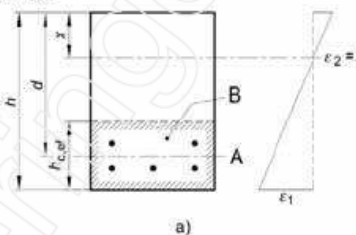
$h_{c,ef}$ 147.57 mm

b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

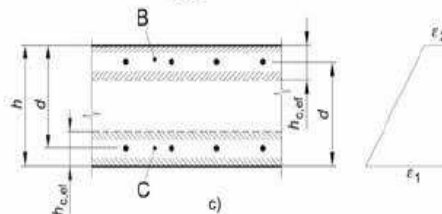


Legenda

a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione
B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$



$A_{c,ef}$ 147,567 mm²

A_s 7,964 mm²

ρ_{eff} 0.05 -

E_{cm} 33,642.78 MPa

E_s 200,000 MPa

α_e 5.94 -

f_{ctm} 3.10 MPa

ϵ_{sm} 0.0003 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1 n_1 10 f_1 26 mm

numero di barre di diametro f_2 n_2 5 f_2 26 mm

diametro equivalente f_{eq} 26.00 mm

ricoprimento dell'armatura c 40 mm

barre **aderenza migliorata**

caso **flessione**

k_1 0.8

k_2 0.5

k_3 3.4

k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 100 mm

spaziatura limite $5(c+f/2)$ 265.00 mm

Δs_{max} 217.90 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.05$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

$w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.10 Verifica del muro paraghiaia

4.10.1 Determinazione delle sollecitazioni nel muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA - Sezione a quota z m: NORME TECNICHE 2018

GEOMETRIA

z	=	0.00	m
Hmuro	=	1.60	m
Spessore	=	0.40	m

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m ³	γ	
Angolo di attrito terreno rilevato	0.611	rad	ϕ	35.00

SOVRACCARICO

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

Sovraccarico 99.91 kN/m²

FRENAMENTO

Lunghezza di diffusione del carico del frenamento (45°)	4.60	m
Carico dovuto al frenamento (circolare NTC C5.1.3.3.7.2)	39.13	kN/m

SPINTE TERRENO E SOVRACCARICO

Coefficiente di spinta a riposo K0	0.43	[-]
Spinta a riposo a quota z	12.28	kN/m ²
Sovraccarico	99.91	kN/m ²
Spinta sovraccarico	42.60	kN/m ²

PARAMETRI SISMICI E SPINTE SISMICHE

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0.0646	
coefficiente orizzontale	$S = S_s \times S_T =$	1.20	
	$a_{max} =$	0.078	
	$\beta_m =$	1.00	
	$K_h =$	0.078	
Sovrapressioni sismiche WOOD	2.23	kN/m ²	
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.27	[-]	
Spinta attiva a quota z	7.80	kN/m ²	
Forza d'inerzia della porzione unitaria di muro sopra alla quota z	1.24	kN/m	

MOMENTI E TAGLI A QUOTA z - VALORI CARATTERISTICI

Spinta a riposo terreno	M=	5.24	kNm/m
	V=	9.82	kN/m
Sovraccarico	M=	54.53	kNm/m
	V=	68.17	kN/m
Frenamento	M=	62.61	kNm/m
	V=	39.13	kN/m
Spinta attiva terreno	M=	3.33	kNm/m
	V=	6.24	kN/m
Sovraspinta Wood	M=	2.86	kNm/m
	V=	3.57	kN/m
Forza d'inerzia	M=	0.99	kNm/m
	V=	1.24	kN/m

MOMENTI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR1 - Sovraccarico	$M_{Ed} =$	81	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento+	$M_{Ed} =$	147	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento-	$M_{Ed} =$	-79	kNm/m
SISMICA	$M_{Ed} =$	18	kNm/m
SLE RARA - Frenamento+	$M_{Ed} =$	109	kNm/m
SLE RARA - Frenamento-	$M_{Ed} =$	-57	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento +	$M_{Ed} =$	93	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento -	$M_{Ed} =$	-42	kNm/m
SLE QUASI PERMANENTE	$M_{Ed} =$	5	kNm/m

TAGLI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR1	$V_{Ed} =$	105	kN/m
SLU STR2	$V_{Ed} =$	135	kN/m
SISMICA	$V_{Ed} =$	25	kN/m

4.10.2 Verifica a flessione SLU

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ24	c= 6 cm
	inferiore	5φ24	c= 34 cm

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = +147 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 147 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 18.13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8 ?
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
	τ _{c1} 2.114

M_{xRd} 278.7 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.3 ‰
 d 34 cm
 x 6.009 x/d 0.1767
 δ 0.7

$$IR = 279 / 147 = 1,90 > 1$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.10.3 Verifica a taglio SLU

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1,000	mm
h	altezza totale della sezione	400	mm
d	altezza utile sezione	340	mm

Descrizione materiale				
Calcestruzzo	classe C C32/40	R _{ck} (Mpa)= 40	f _{ck} (Mpa)= 33.2	
Acciaio	B450C	f _{yk} (Mpa)= 450	f _{yd} (Mpa)= 391.30	
γ _c	1.50	γ _m	1.15	f _{cd} (Mpa)= 18.81

SEN²θ 0.0588087
SENθ 0.242505
θ 14.03 °

0.55	5.53	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se θ < 21,8 ° si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.
Sostituire θ = 21,8 °.**

cotan(γ)	θ	V _{rsd} [kN]	V _{rzd} [kN]	V _{sd} [kN]
1	45.00	169.28	1,439.22	135
1.1	42.27	186.20	1,432.71	135
1.2	39.81	203.13	1,415.63	135
1.3	37.57	220.06	1,391.07	135
1.4	35.54	236.99	1,361.42	135
1.5	33.69	253.92	1,328.51	135
1.6	32.01	270.84	1,293.68	135
1.7	30.47	287.77	1,257.93	135
1.8	29.05	304.70	1,221.98	135
1.9	27.76	321.63	1,186.34	135
2	26.57	338.55	1,151.38	135
2.1	25.46	355.48	1,117.32	135
2.2	24.44	372.41	1,084.34	135
2.3	23.50	389.34	1,052.53	135
2.4	22.62	406.27	1,021.93	135
2.5	21.80	423.19	992.57	135

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm²)
staffe	2.5	200	12	282.74

Parametri di calcolo

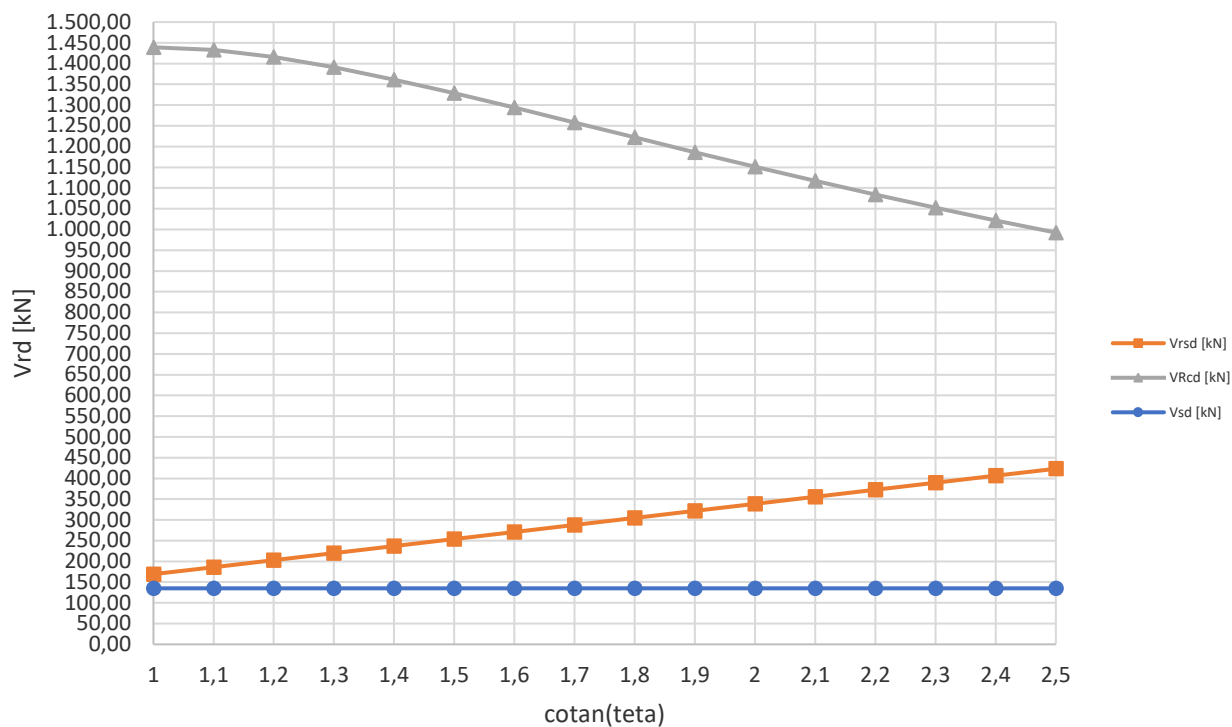
	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21.80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
α _c	coefficiente maggiorativo	1.00	

Verifica

V _{sd} =	135 kN
V _{rsd} =	423.22 kN
V _{rzd} =	992.51 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio DM2008



LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.10.4 Verifica SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 6 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 34 cm

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = +109 \text{ kNm}$

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. $\rightarrow$ Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 109 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -5.176 N/mm²
 σ_s 161.6 N/mm²
 ϵ_s 0.8081 ‰
d 34 cm
x 11.03 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica condotta secondo i paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 17/01/2018.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -5,18 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 19,92 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è:

$$\sigma_{s,trazione} = 161,6 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 360 \text{ MPa}$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

4.10.5 Verifica SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 6 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 34 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +93$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 93 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{cl} 2.114

σ_c -4.416 N/mm²
 σ_s 137.9 N/mm²
 ϵ_s 0.6895 ‰
 d 34 cm
 x 11.03 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali	Molto aggressive	
Armatura	Poco sensibile	
Combinazione	Quasi permanente	→ Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
Combinazione	Frequente	→ Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 17/01/2018

Pagina 2

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

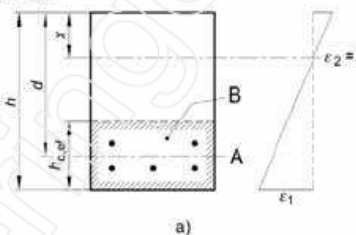
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 137.90 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
durata del carico breve kt 0.6

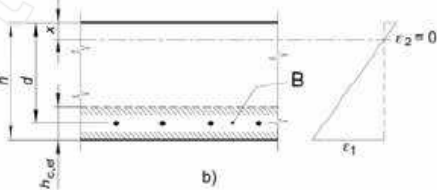
larghezza sezione b 1,000 mm
altezza sezione h 400 mm
altezza utile d 340 mm
asse neutro x 110.30 mm
caso Fig. C4.1.9 b
 $h_{c,ef}$ 96.57 mm

Legenda

a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

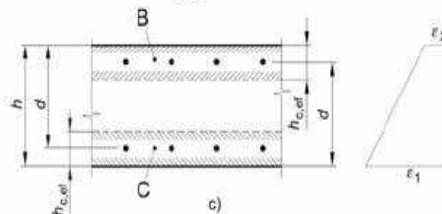


b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$



$A_{c,ef}$ 96,567 mm²
 A_s 2,262 mm²
 ρ_{eff} 0.02 -
 E_{cm} 33,642.78 MPa
 E_s 200,000 MPa
 α_e 5.94 -
 f_{ctm} 3.10 MPa
 ϵ_{sm} 0.0004 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1	n_1 5	f_1 24 mm
numero di barre di diametro f_2	n_2 0	f_2 0 mm
diametro equivalente		f_{eq} 24.00 mm
ricoprimento dell'armatura c	40 mm	
barre	aderenza migliorata	k_1 0.8
caso	flessione	k_2 0.5
		k_3 3.4
		k_4 0.425
spaziatura tra i ferri d'armatura		200 mm
spaziatura limite $5(c+f/2)$		260.00 mm

Dsmax 310.18 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.13 \text{ mm}$$

Valore limite di apertura della fessura:

$$w_l = 0.20 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

4.10.6 Verifica SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 6 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 34 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +5$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 5 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -0.2374 N/mm²
 σ_s 7.414 N/mm²
 ϵ_s 0.03707 ‰
 d 34 cm
 x 11.03 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Molto aggressive
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Pagina 3

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 7.40 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

durata del carico **breve** kt 0.6

larghezza sezione b 1,000 mm

altezza sezione h 400 mm

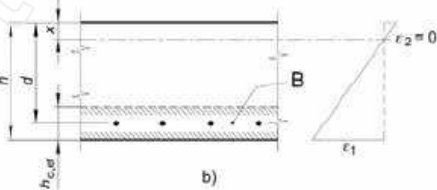
altezza utile d 340 mm

asse neutro x 110.30 mm

caso Fig. C4.1.9 **b**

$h_{c,ef}$ 96.57 mm

b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

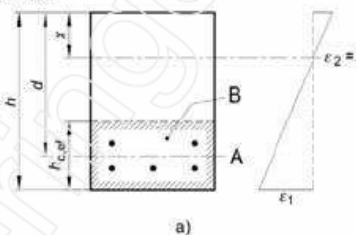


Legenda

a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

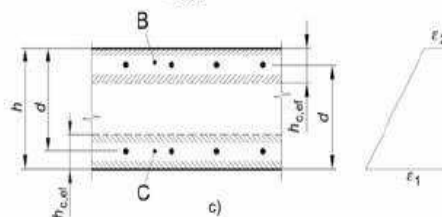
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$

C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$



$A_{c,ef}$ 96,567 mm²

A_s 2,262 mm²

ρ_{eff} 0.02 -

E_{cm} 33,642.78 MPa

E_s 200,000 MPa

α_e 5.94 -

f_{ctm} 3.10 MPa

ϵ_{sm} 0.0000 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 24 mm

numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

diametro equivalente f_{eq} 24.00 mm

ricoprimento dell'armatura c 40 mm

barre **aderenza migliorata**

caso **flessione**

k_1 0.8

k_2 0.5

k_3 3.4

k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm

spaziatura limite $5(c+f/2)$ 260.00 mm

Δs_{max} 310.18 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.01$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

$w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

4.11 Verifica dei baggioli

I baggioli sono gli elementi strutturali che permettono il trasferimento alla sottostruttura delle azioni verticali e orizzontali trasmesse dai dispositivi di vincolo. A causa della compressione localizzata, nascono delle tensioni di trazione che devono essere contrastate con staffe orizzontali per il confinamento laterale; le azioni orizzontali, invece, vengono equilibrate per taglio tramite ferri verticali annegati nella sottostruttura.

4.11.1 Verifica delle pressioni localizzate

In accordo con quanto indicato al punto 6.7 dell'eurocodice UNI EN 1992 -1 -1 in corrispondenza dell'area caricata dei baggioli si verifica che le pressioni localizzate non inneschino fenomeni di rottura locale.

La resistenza ultima a compressione è fornita dall'espressione:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

dove:

A_{c0} è l'area caricata;

A_{c1} è la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo e che ha una forma ometetica a quella di A_{c0} .

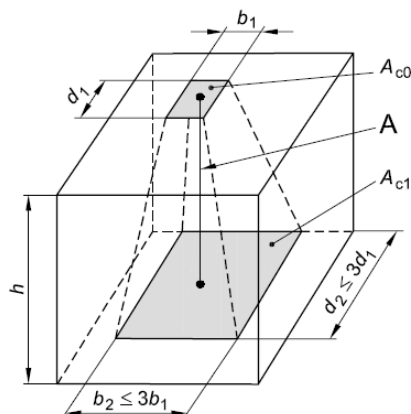
figura 6.29 Distribuzione di progetto nel caso di pressioni localizzate

Legenda

A Linea di azione

$h \geq (b_2 - b_1)$ e

$\geq (d_2 - d_1)$



Nel caso in oggetto risulta:

$$f_{cd} = 0.85 \times 33.20 / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2 = 1.88 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{resistenza a compressione C32/40}$$

$$A_{c0} = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 625 \text{ cm}^2 \quad \text{impronta dell'appoggio}$$

$$A_{c1} = 70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm} = 4900 \text{ cm}^2$$

$$(A_{c1} / A_{c0})^{1/2} = (4900/625)^{1/2} = 2.80 < 3.0$$

$$F_{Rdu} = 625 \times 1.88 \times (4900/625)^{1/2} = 3290 \text{ kN}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 93 di 150

La massima azione verticale sugli appoggi è

$N_{Ed} \cong 1279 \text{ kN}$ (combinazione SLU STR; valore reperibile nella relazione di calcolo dell'impalcato)

Risulta:

$N_{Ed} / F_{Rdu} = 1279 / 3290 = 0.39 < 1.0 \Rightarrow$ la verifica è soddisfatta

4.11.2 Verifica della resistenza all'interfaccia baggiolo-sottostruttura

In accordo con quanto prescritto al paragrafo 6.2.5 dell'eurocodice UNI EN 1992 -1 -1 si esegue la verifica a taglio all'interfaccia tra il baggiolo ed il pulvino controllando che sia soddisfatta la l'espressione:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (6.23)$$

V_{Edi} è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia ed è data da:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

dove:

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;

z è il braccio della coppia interna della sezione composita;

b_i è la larghezza dell'interfaccia (vedere figura 6.8);

V_{Rdi} è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia ed è data da:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

dove:

c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

f_{ctd} come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c f_{ctd}$ pari a 0;

$$\rho = A_s / A_i.$$

Nel caso in oggetto, trascurando a favore di sicurezza il contributo resistente del calcestruzzo, risulta:

$$A_s = 16 \times 4.52 = 72.32 \text{ cm}^2 \quad (16 \square 24 \text{ armatura che attraversa l'interfaccia})$$

$$A_i = 70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm} = 4900 \text{ cm}^2$$

$$\square = A_s / A_i = 72.32 / 4900 \quad \mu = 0.6 \text{ (si ipotizza superficie liscia)}$$

$$V_{Rdi} = 72.32 / 4900 \times 39.13 \times [0.6 \times \sin(90) + \cos(90)] = 0.35 \text{ kN/cm}^2$$

La massima azione tagliante agente sugli appoggi è:

$$V_{Ed} = [16^2 + (295)^2]^{1/2} = 295 \text{ kN} \text{ (combinazione SLU STR; azioni reperibili nella relazione dell'impalcato)}$$

$b_i = 70 \text{ cm}$ larghezza baggiolo

$$d = 70 - 4 - 1.6 - 2.4/2 = 63.2 \text{ cm} \quad \text{altezza utile sezione baggiolo}$$

$$z = 0.8 d = 0.8 \times 63.2 = 50.6 \text{ cm}$$

$$v_{Edi} = 295 / (70 \times 50.6) = 0.08 < 0.35 \text{ kN/cm}^2$$

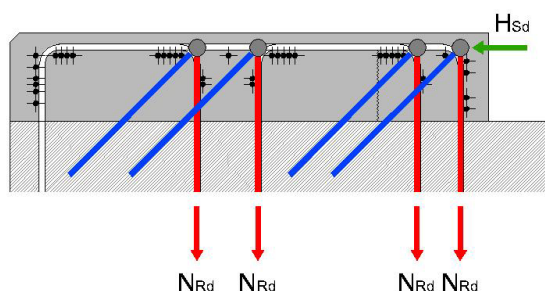
⇒ la verifica è soddisfatta

4.11.3 Verifica di rottura del blocco

Si riporta nel seguito la verifica di rottura del blocco eseguita nei confronti delle massime azioni di progetto, associate alle condizioni SLU STR, trascurando cautelativamente il contributo dell'azione assiale di compressione.

Il calcolo è svolto in accordo allo schema mostrato nella figura seguente, assumendo, cautelativamente un'inclinazione di 45° del puntone diagonale.

ROTTURA DEL BLOCCO



Azione longitudinale sull'appoggio: $H_{Ed} = 295 \text{ kN}$

Azione trasversale sull'appoggio: $H_{Ed} = 16 \text{ kN}$

Appoggio [-]		VF 150-45	VF 150-45	
Direzione [-]		Long.	Trasv.	
ϕ	[mm]	24	24	Diametro armature
n	[-]	5	3	Numero armature
A_s	[mm ²]	2262	1357	Area totale resistente
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
ϑ	[°]	45	45	Inclinazione del puntone diagonale
H_{Sd}	[kN]	16	295	Azione sollecitante di progetto
N_{Sd}	[kN]	16	295	Azione sollecitante verticale di progetto
F_{Rd}	[kN]	885	531	Azione resistente di progetto
F_s	[-]	55.32	1.80	Coefficiente di sicurezza

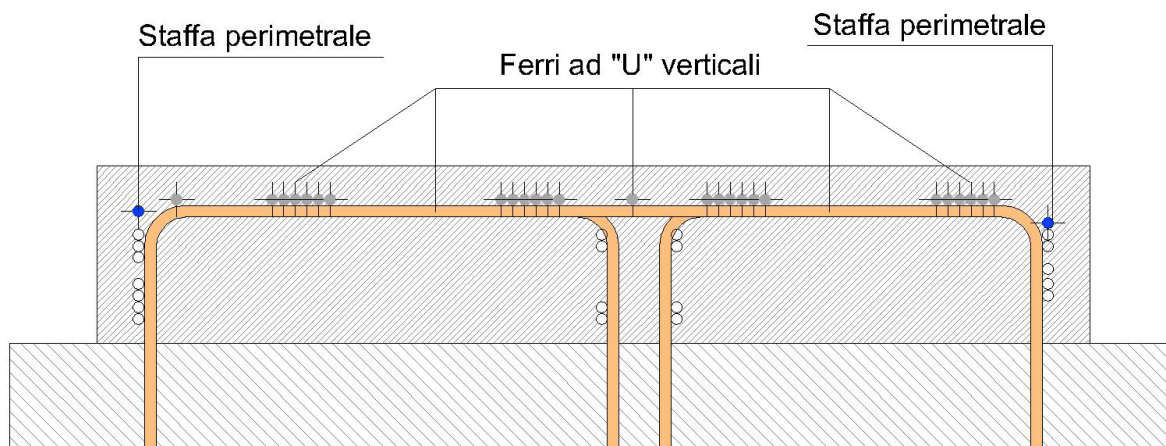
⇒ la verifica è soddisfatta

4.11.4 Verifica di rottura del bordo

Si riporta nel seguito la verifica di rottura del bordo eseguita nei confronti delle massime azioni di progetto, associate alle condizioni SLU STR, ipotizzando una ripartizione uniforme dell'azione totale sui perni di collegamento.

Nella figura seguente si evidenziano le armature tipologiche considerate ai fini della verifica. In particolare, si considerano i soli strati superiori di armatura ovvero:

- ferri ad "U" verticali ancorati nel corpo spalla
- staffa perimetrale (n°1)



Appoggio [-]		VF 150-45	VF 150-45	
Direzione [-]		Long.	Trasv.	
n_{tot}	[-]	4	4	Numero totale dei perni
n_{bordo}	[-]	2	2	Numero dei perni sul bordo
ϕ	[mm]	24	24	Diametro armature
n	[-]	1	1	Numero armature
A_s	[mm ²]	452	452	Area totale resistente
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
$H_{Sd,tot}$	[kN]	16	295	Azione sollecitante totale di progetto
$H_{Sd,bordo}$	[kN]	8	148	Azione sollecitante sul bordo di progetto
F_{Rd}	[kN]	177	177	Azione resistente di progetto
F_s	[-]	22.13	1.20	Coefficiente di sicurezza

⇒ la verifica è soddisfatta

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 96 di 150

4.11.5 Verifica di diffusione del carico verticale

In accordo con quanto prescritto al paragrafo 6.5.3 dell'eurocodice UNI EN 1992 -1 -1 le armature nel baggiolo si calcolano ipotizzando un meccanismo Strut & Tie. Data la contenuta altezza dei baggioli rispetto alle dimensioni trasversali dell'area caricata si considera l'ipotesi di regione di totale discontinuità ($b > H/2$). In tal caso risulta:

$$T = (1 - 0.7 a/h) F/4$$

$a = 25 \text{ cm}$ dimensione dell'area caricata

$H = 35 \text{ cm}$ cautelativamente si considera la massima altezza del baggiolo

$$h = H/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$$

La massima azione verticale sugli appoggi è

$$N_{Ed} \cong 1279 \text{ kN} \text{ ((combinazione SLU STR; valore reperibile nella relazione di calcolo dell'impalcato))}$$

$$T = (1 - 0.7 a/h) F/4 \cong 0.3 \times 1279/4 = 96 \text{ kN}$$

$$A_{s \text{ min}} = T/f_{yd} = 9600 / 3913 = 2.45 \text{ cm}^2$$

All' interno di ogni baggiolo sarà disposta una staffatura minima di 2 staffe □ 16 a quattro braccia

$$A_s = 2 \times 4 \times 2.01 = 16.08 > A_{s \text{ min}} = 2.45 \text{ cm}^2$$

⇒ la verifica è soddisfatta

5. SPALLA PASSANTE

5.1 Caratteristiche geometriche della spalla

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	by (m)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
fondazione	1	2.50	11.60	1.20	1	25	870	0.00	1.25	0.00	1,088	0
muro frontale	2	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
ritegno destro	3a	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
ritegno sinistro	3b	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
	3						0				0	0
paraghiaia	4	0.40	9.10	1.60	1	25	146	1.35	1.55	0.00	226	0
muro laterale destro	5a	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
muro laterale sinistro	5b	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
orecchia destra	5c	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
orecchia sinistra	5d	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0.00	0	0
	5						0				0	0
terra ai lati dei muri andatori a destra	6a	2.40	1.25	1.77	1	18	96	0.00	1.60	5.18	153	495
terra ai lati dei muri andatori a sinistra	6b	2.40	1.25	1.77	1	18	96	0.00	1.60	-5.18	153	-495
	6						191				306	0
terra	7	0.75	9.10	1.77	1	18	217	0.00	0.38	0.00	82	0
							1,424				1,701	0

eccentricità baricentro muro frontale - baricentro fondazione in direzione trasversale (m)	0.00
altezza fronte vento ponte scarico (m)	3.47
altezza fronte vento ponte carico (m)	4.24
altezza baggiolo + appoggio (m)	0.45
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	0.70
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	1.25

PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°
0.15	0.02	30

COORDINATE PALI

n.ro palo	y (m)	x (m)	W long	W trasv
1	5.40	3.00	42.00	66.00
2	4.20	3.00	42.00	84.86
3	3.00	3.00	42.00	118.80
4	1.80	3.00	42.00	198.00
5	0.60	3.00	42.00	594.00
6	-0.60	3.00	42.00	-594.00
7	-1.80	3.00	42.00	-198.00
8	-3.00	3.00	42.00	-118.80
9	-4.20	3.00	42.00	-84.86
10	-5.40	3.00	42.00	-66.00
11	5.40	1.80	70.00	66.00
12	4.20	1.80	70.00	84.86
13	3.00	1.80	70.00	118.80
14	1.80	1.80	70.00	198.00
15	0.60	1.80	70.00	594.00
16	-0.60	1.80	70.00	-594.00
17	-1.80	1.80	70.00	-198.00
18	-3.00	1.80	70.00	-118.80
19	-4.20	1.80	70.00	-84.86
20	-5.40	1.80	70.00	-66.00
21	5.40	0.60	210.00	66.00
22	4.20	0.60	210.00	84.86
23	3.00	0.60	210.00	118.80
24	1.80	0.60	210.00	198.00
25	0.60	0.60	210.00	594.00
26	-0.60	0.60	210.00	-594.00
27	-1.80	0.60	210.00	-198.00
28	-3.00	0.60	210.00	-118.80
29	-4.20	0.60	210.00	-84.86
30	-5.40	0.60	210.00	-66.00

5.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	App. 4	App.3	App.2	App.1
	3.345	1.115	-1.115	-3.345
<i>peso strutturale</i>	317	312	312	317
<i>permanenti</i>	87	83	87	96
<i>mezzi centrati</i>	532	407	256	86
<i>mezzi eccentrici</i>	532	407	256	86
<i>folia centrata</i>	-4	2	9	17
<i>folia eccentrica</i>	-4	2	9	17
<i>frenamento</i>	0	0	0	0
<i>reazioni paerassite vincoli/attrito</i>	0	0	0	0
<i>vento: impalcato scarico</i>	7	2	-2	-7
<i>vento: impalcato carico</i>	10	3	-3	-10
<i>temperatura</i>	0	0	0	0
<i>ritiro</i>	0	0	0	0
<i>azione centrifuga</i>	0	0	0	0
<i>sisma</i>	27	26	26	27

H long [KN]

0

H trasv [KN]

126

Attrito / Reazione gommoni a ΔT

Appoggi elastomeri? (s/n)

n

 α

0.00001

L (da mezzeria impalcato) [cm]

1800

 ΔT [°C]

30

K gommone [KN]/[cm]

38.6

n appoggi

4.00

H temp [KN]

0

Percentuale attrito

3

%

H attrito [KN]

48

Azione centrifuga

Ponte in curva ? (s/n)

n

R raggio di curvatura [m]

0

 $Q_v = \sum 2Q_{ik}$ [KN]

0

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
<i>peso strutturale</i>	1,258	0	0	881	0
<i>permanenti</i>	353	0	0	247	-35
<i>mezzi centrati</i>	1,281	0	0	897	1,660
<i>mezzi eccentrici</i>	1,281	0	0	897	1,660
<i>folia centrata</i>	24	0	0	17	-78
<i>folia eccentrica</i>	24	0	0	17	-78
<i>frenamento</i>	0	0	0	0	0
<i>reazioni paerassite vincoli/attrito</i>	0	48	0	-80	0
<i>vento: impalcato scarico</i>	0	0	30	0	98
<i>vento: impalcato carico</i>	0	0	36	0	130
<i>temperatura</i>	0	0	0	0	0
<i>ritiro</i>	0	0	0	0	0
<i>azione centrifuga</i>	0	0	0	0	0
<i>sisma</i>	106	0	126	0	208

Mt

H

0

48

48

30

71

36

5.3 Spinta del terreno, dei sovraccarichi variabili e sovraspinta sismica

PARAMETRI SISMICI

accelerazione di picco	$\alpha_g/g =$	0.0646
coefficiente orizzontale	$S=S_s \times S_T =$	1.20
coefficiente verticale	$S=S_s \times S_T =$	1.00
	$a_{max} =$	0.078
	$\beta_m =$	1.00
	$K_h =$	0.078
	$K_v =$	0.039
$K_v=0,5 K_h$	$\theta_1 =$	0.074
	$\theta_2 =$	0.080

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m ³	γ	
Angolo di attrito terreno rilevato	0.611	rad	ϕ	35.00 °
Angolo di attrito terreno di base	0.611	rad	ϕ	35.00 °
Angolo di inclinazione del muro	1.571	rad	ψ	90.00 °
Angolo di inclinazione del terreno	0.000	rad	β	0.00 °
Angolo di resistenza terra-muro	0.407	rad	δ	23.33 °
Coefficiente di spinta del terreno	$K_1 =$	0.289		
	$K_2 =$	0.293		

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mg)	H long (kN)	M long (kNm)
E_d =spinta terreno sismica+statica		0	0
spinta a riposo	21.49	0	0
spinta attiva	14.49	0	0
spinta passiva plinto	0.00	0	0
spinta per sovraccarichi	34.65	867	-597

$$K_2 + K_0 - K_a = 0.45$$

$$K_x = 0.078$$

$$K_y = 0.078$$

$$K_v = 0.039$$

AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	48	96	96	98	98
Sisma -	-39	-79	-79	-63	-63

Per le spinte inerziali $\beta_m = 1$

$$K_x = 0.078$$

$$K_y = 0.078$$

$$K_v = 0.039$$

Schema 1

Q1	Q2	R		
600.00	400.00	0.00		
27	7.5	1.25		
sovraccarico sommità		81.26 kN/mq	spinta sommità	34.65 kN/mq
diffusione x		0.75 m		
diffusione y		6.92 m		
sovraccarico base		198.07 kN/mq	spinta base	84.46 kN/mq
Hlong		867.15 kN/mq		
Mlong		597.01		

5.4 Combinazioni di carico

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento	
				Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1		Ψ_1	
SLU GEO	Vento	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.30						
	Gruppo 1 centr.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	0.50	1.15	0.00	1.15
	Gruppo 1 ecc.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	0.50	1.15	0.00	1.15
	Gruppo 2a centr.+	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	1.00	1.15
	Gruppo 2a ecc.+	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	1.00	1.15
	Gruppo 2a centr.-	1.00	1.30	-1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	-1.00	1.15
	Gruppo 2a ecc.-	1.00	1.30	-1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	-1.00	1.15
	Gruppo 2b centr.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15
	Gruppo 2b ecc.	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{Q1}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q
SLU STR	Vento	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	1.00	1.50						
	Gruppo 1 centr.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	1.00	1.35	0.50	1.35	0.00	1.35
	Gruppo 1 ecc.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	1.00	1.35	0.50	1.35	0.00	1.35
	Gruppo 2a centr.+	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	1.00	1.35
	Gruppo 2a ecc.+	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	1.00	1.35
	Gruppo 2a centr.-	1.35	1.50	-1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	-1.00	1.35
	Gruppo 2a ecc.-	1.35	1.50	-1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	-1.00	1.35
	Gruppo 2b centr.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35
	Gruppo 2b ecc.	1.35	1.50	1.00	1.35	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35
SLE	Quasi permanente 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00						
	Frequente 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00
	Frequente 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00
	Frequente 3	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00
	Frequente 4	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	-0.75	1.00
	Rara 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
	Rara 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	1.00	1.00
	Rara 3	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
	Rara 4	1.00	1.00	-1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.75	1.00	-1.00	1.00
SLV		P.p.	Perm.	Attrito						Accident.		Folla			
				Ψ_0	γ_{G2}					Ψ_2		Ψ_2			
	perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	1.00	1.00	1.00	1.00					0.20	1.00	0.20	1.00		
	perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	1.00	1.00	1.00	1.00					0.20	1.00	0.20	1.00		

5.5 Verifica di stabilità globale

VERIFICHE DI STABILITA'

	N (kN)	M _{rib} (kNm)	M _{stab} (kNm)	η	u (m)	e (m)	SL
Combinazione 1	3,264	-80	3,019	37.85	0.90	0.35	SLU GEO
Combinazione 2	4,751	-766	4,059	5.30	0.69	0.56	
Combinazione 3	4,751	-766	4,059	5.30	0.69	0.56	
Combinazione 4	4,120	-595	3,792	6.38	0.78	0.47	
Combinazione 5	4,369	-595	3,792	6.38	0.73	0.52	
Combinazione 6	4,369	-515	3,872	7.52	0.77	0.48	
Combinazione 7	4,369	-515	3,872	7.52	0.77	0.48	
Combinazione 8	4,369	-595	3,792	6.38	0.73	0.52	
Combinazione 9	4,369	-595	3,792	6.38	0.73	0.52	
Combinazione 10	4,212	-108	3,913	36.35	0.90	0.35	SLU STR
Combinazione 11	5,957	-914	5,135	5.62	0.71	0.54	
Combinazione 12	5,957	-914	5,135	5.62	0.71	0.54	
Combinazione 13	5,509	-712	4,821	6.77	0.75	0.50	
Combinazione 14	5,509	-712	4,821	6.77	0.75	0.50	
Combinazione 15	5,509	-604	4,929	8.15	0.79	0.46	
Combinazione 16	5,509	-604	4,929	8.15	0.79	0.46	
Combinazione 17	5,509	-712	4,821	6.77	0.75	0.50	
Combinazione 18	5,509	-712	4,821	6.77	0.75	0.50	
Comb SLE 1	3,035	-80	2,828	35.47	0.91	0.34	SLE
Comb SLE 2	4,014	-528	3,513	6.66	0.74	0.51	
Comb SLE 3	4,014	-528	3,513	6.66	0.74	0.51	
Comb SLE 4	4,014	-368	3,513	9.55	0.78	0.47	
Comb SLE 5	4,014	-368	3,513	9.55	0.78	0.47	
Comb SLE 6	4,340	-597	3,662	6.13	0.71	0.54	
Comb SLE 7	4,014	-448	3,434	7.67	0.74	0.51	
Comb SLE 8	4,340	-517	3,742	7.23	0.74	0.51	
Comb SLE 9	4,014	-368	3,513	9.55	0.78	0.47	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	3,599	-218	3,190	14.63	0.83	0.42	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	3,599	-218	3,190	14.63	0.83	0.42	

5.6 Verifica dei micropali

5.6.1 Determinazione delle azioni sui micropali

AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2018

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{long}</i> (kNm)	<i>M_{trasv}</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 1	3,264	1,141	82	62	SLU GEO
Combinazione 2	4,751	2,645	1,921	1,046	
Combinazione 3	4,751	2,645	1,921	1,046	
Combinazione 4	4,120	1,953	1,285	797	
Combinazione 5	4,369	2,263	1,489	797	
Combinazione 6	4,369	2,104	1,489	700	
Combinazione 7	4,369	2,104	1,489	700	
Combinazione 8	4,369	2,263	1,489	797	
Combinazione 9	4,369	2,263	1,489	797	
Combinazione 10	4,212	1,459	94	79	SLU STR
Combinazione 11	5,957	3,225	2,254	1,236	
Combinazione 12	5,957	3,225	2,254	1,236	
Combinazione 13	5,509	2,777	1,747	944	
Combinazione 14	5,509	2,777	1,747	944	
Combinazione 15	5,509	2,562	1,747	813	
Combinazione 16	5,509	2,562	1,747	813	
Combinazione 17	5,509	2,777	1,747	944	
Combinazione 18	5,509	2,777	1,747	944	
Comb SLE 1	3,035	1,045	-35	48	SLE
Comb SLE 2	4,014	2,032	1,152	699	
Comb SLE 3	4,014	2,032	1,152	699	
Comb SLE 4	4,014	1,872	1,152	602	
Comb SLE 5	4,014	1,872	1,152	602	
Comb SLE 6	4,340	2,360	1,548	915	
Comb SLE 7	4,014	2,032	1,152	699	
Comb SLE 8	4,340	2,201	1,548	819	
Comb SLE 9	4,014	1,872	1,152	602	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	3,599	700	389	154	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	3,599	700	424	154	

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2018

	<i>P max (kN)</i>	<i>P min (kN)</i>	<i>T (kN)</i>	<i>P 1 (kN)</i>	<i>P 2 (kN)</i>	<i>P 3 (kN)</i>	<i>P 4 (kN)</i>	<i>P 5 (kN)</i>	<i>P 6 (kN)</i>	<i>P 7 (kN)</i>	<i>P 8 (kN)</i>	<i>P 9 (kN)</i>	<i>P 10 (kN)</i>
SLU GEO	137	113	2.07	137	137	137	136	136	136	136	135	135	135
	250	142	34.86	250	244	238	231	225	218	212	205	199	192
	250	142	34.86	250	244	238	231	225	218	212	205	199	192
	203	127	26.56	203	199	195	190	186	182	177	173	169	164
	222	134	26.56	222	217	212	207	202	197	192	187	182	177
	218	133	23.34	218	213	208	203	198	193	188	183	178	173
	218	133	23.34	218	213	208	203	198	193	188	183	178	173
	222	134	26.56	222	217	212	207	202	197	192	187	182	177
	222	134	26.56	222	217	212	207	202	197	192	187	182	177
SLU STR	177	146	2.64	177	176	176	176	175	175	175	174	174	174
	310	180	41.21	310	302	294	287	279	272	264	256	249	241
	310	180	41.21	310	302	294	287	279	272	264	256	249	241
	276	170	31.46	276	270	264	259	253	247	241	235	229	223
	276	170	31.46	276	270	264	259	253	247	241	235	229	223
	271	169	27.11	271	265	259	253	248	242	236	230	224	218
	271	169	27.11	271	265	259	253	248	242	236	230	224	218
	276	170	31.46	276	270	264	259	253	247	241	235	229	223
	276	170	31.46	276	270	264	259	253	247	241	235	229	223
SLE	127	106	1.61	126	126	126	126	126	126	126	126	126	127
	200	126	23.29	200	196	192	188	184	180	176	172	169	165
	200	126	23.29	200	196	192	188	184	180	176	172	169	165
	196	125	20.07	196	192	188	184	180	176	173	169	165	161
	196	125	20.07	196	192	188	184	180	176	173	169	165	161
	224	132	30.52	224	219	214	209	203	198	193	188	183	177
	200	126	23.29	200	196	192	188	184	180	176	172	169	165
	221	132	27.29	221	215	210	205	200	194	189	184	179	174
	196	125	20.07	196	192	188	184	180	176	173	169	165	161
SLV	143	117	5.15	143	141	140	139	137	136	135	133	132	131
	143	117	5.15	143	142	140	139	137	136	134	133	132	130

<i>P 11</i> (kN)	<i>P 12</i> (kN)	<i>P 13</i> (kN)	<i>P 14</i> (kN)	<i>P 15</i> (kN)	<i>P 16</i> (kN)	<i>P 17</i> (kN)	<i>P 18</i> (kN)	<i>P 19</i> (kN)	<i>P 20</i> (kN)
126	126	126	125	125	125	125	124	124	124
225	219	212	206	199	193	186	180	174	167
225	219	212	206	199	193	186	180	174	167
185	180	176	172	167	163	159	154	150	146
201	195	190	185	180	175	170	165	160	155
198	193	188	183	178	173	168	163	158	153
198	193	188	183	178	173	168	163	158	153
201	195	190	185	180	175	170	165	160	155
201	195	190	185	180	175	170	165	160	155
163	162	162	162	161	161	161	160	160	160
279	271	264	256	248	241	233	226	218	210
279	271	264	256	248	241	233	226	218	210
250	244	238	232	226	220	214	209	203	197
250	244	238	232	226	220	214	209	203	197
247	241	235	229	223	217	211	206	200	194
247	241	235	229	223	217	211	206	200	194
250	244	238	232	226	220	214	209	203	197
250	244	238	232	226	220	214	209	203	197
116	116	116	116	116	116	116	116	117	117
180	176	173	169	165	161	157	153	149	145
180	176	173	169	165	161	157	153	149	145
178	174	170	166	162	159	155	151	147	143
178	174	170	166	162	159	155	151	147	143
202	197	191	186	181	176	171	165	160	155
180	176	173	169	165	161	157	153	149	145
200	194	189	184	179	174	168	163	158	153
178	174	170	166	162	159	155	151	147	143
136	135	133	132	131	129	128	127	125	124
136	135	134	132	131	129	128	126	125	124

<i>P 21</i> (kN)	<i>P 22</i> (kN)	<i>P 23</i> (kN)	<i>P 24</i> (kN)	<i>P25</i> (kN)	<i>P26</i> (kN)	<i>P27</i> (kN)	<i>P28</i> (kN)	<i>P29</i> (kN)	<i>P30</i> (kN)
115	115	115	115	114	114	114	114	113	113
200	194	187	181	174	168	161	155	148	142
200	194	187	181	174	168	161	155	148	142
166	162	157	153	149	144	140	136	131	127
179	174	169	164	159	154	149	144	139	134
178	173	168	163	158	153	148	143	138	133
178	173	168	163	158	153	148	143	138	133
179	174	169	164	159	154	149	144	139	134
179	174	169	164	159	154	149	144	139	134
149	148	148	148	147	147	147	147	146	146
248	240	233	225	218	210	203	195	187	180
248	240	233	225	218	210	203	195	187	180
223	217	212	206	200	194	188	182	176	170
223	217	212	206	200	194	188	182	176	170
222	216	211	205	199	193	187	181	175	169
222	216	211	205	199	193	187	181	175	169
223	217	212	206	200	194	188	182	176	170
223	217	212	206	200	194	188	182	176	170
106	106	106	106	106	106	106	106	107	107
161	157	153	149	145	142	138	134	130	126
161	157	153	149	145	142	138	134	130	126
160	156	152	149	145	141	137	133	129	125
160	156	152	149	145	141	137	133	129	125
179	174	169	164	159	153	148	143	138	132
161	157	153	149	145	142	138	134	130	126
179	173	168	163	158	153	147	142	137	132
160	156	152	149	145	141	137	133	129	125
129	128	127	125	124	123	121	120	119	117
130	128	127	125	124	123	121	120	118	117

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 106 di 150

5.6.2 Verifica della capacità portante verticale

Verifica condotta secondo paragrafo 6.4.3.1 del D.M. 17/01/2018.

La portata totale limite di micropali iniettati a pressione (semplice e/o ripetuta) è definita dalla seguente espressione, utilizzando il metodo di Bustamante e Doix.

$$Q_{lim} = Q_l + Q_p$$

essendo:

$$Q_l = \pi \cdot D \cdot \sum l_i \cdot \alpha_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

$$Q_u = N_q \cdot A_q \cdot \sigma_{vi}^j \quad \text{portata ultima di base}$$

Dove:

D = diametro punta di perforazione

l_i = lunghezza i-esima della formazione di terreno

α_i = rapporto tra diametro reso del bulbo e diametro di perforazione

$\tau_{lim,i}$ = attrito laterale ultimo terreno-micropalo

N_q = coeff. di capacità portante (Berezantzev)

A_q = area di base

σ_{vi} = tensione litostatica alla base

Il carico limite di punta Q_p può anche essere determinato in funzione della portata laterale, e precisamente pari al 15% del carico ultimo laterale; inoltre qualora il tratto iniettato raggiunga la superficie del terreno è opportuno trascurare il tratto di 3 m più superficiale nella determinazione della portata limite.

La determinazione della resistenza per attrito laterale viene determinato partendo dai valori caratteristici, desunti dall'abaco di seguito riportato.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici tramite coefficienti parziali γ_R , relativi alla colonna R₃ "Pali trivellati" della Tabella 6.4.II del D.M. 17/01/2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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.

γ_{R3} = coefficienti per la portata di base e laterale definito per l'approccio 2 – A1+M1+R3 definito al punto 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2018": $\gamma_b = 1,35$; $\gamma_l = 1,15$.

FATTORE DI CORRELAZIONE:

Il fattore di correlazione α per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,60 relativo a tre sondaggi. Si sono considerati i sondaggi VG2, VG3 e VG4, posti alla minore distanza dal sito ove sorge la costruzione. I risultati dei sondaggi confermano in linea generale una omogeneità diffusa del terreno nell'area interessata dalla costruzione del ponte in oggetto.

CALCOLO DELLA PORTATA

Per i parametri del terreno facciamo riferimento alla relazione geologica in cui le prove NSPT quasi sempre vanno a rifiuto. Si assume cautelativamente $NSPT = 50$.

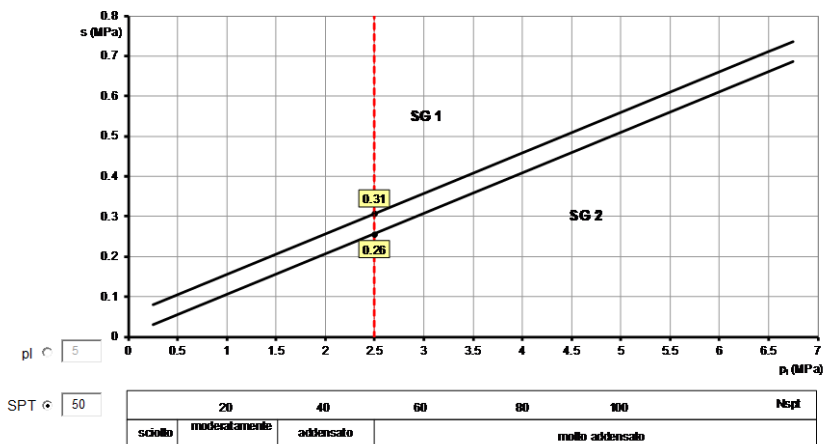
Per lo strato roccioso, una volta noto il valore di NSPT entrando con tale parametro nell'abaco per il calcolo della resistenza laterale s valido per sabbie e ghiaie e facendo riferimento alla curva SG2 (micropali iniettati a gravità) si determina il valore di s .

Si considera quindi $SPT=50$. Entrando nell'abaco SG2 si trova $s=0,26$.

Indicazioni per la scelta del valore di s

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare mamoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie



Nei calcoli si considera un diametro di perforazione di 225 mm, che moltiplicato per il valore di $\square = 1,20$ nei tratti a gravità conduce ad un diametro reso Dresò = 270 mm.

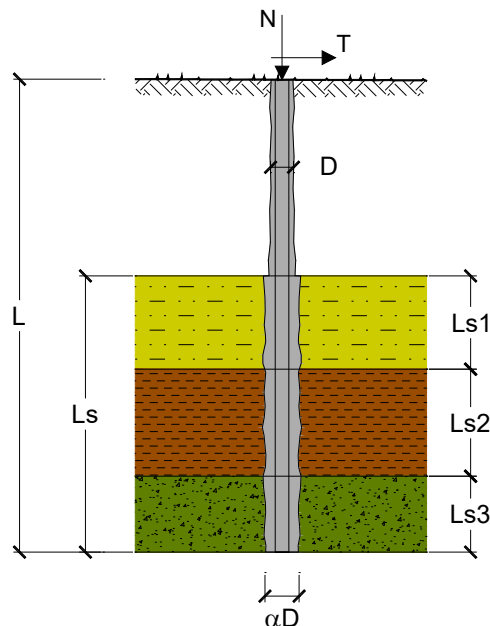
Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Nel calcolo della capacità portante sono stati trascurati i 3 m più superficiali del micropalo.

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO
OPERA: NW03 - Spalla 2

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	310.00	0.00	310.00
T (kN)	42.00	0.00	42.00



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

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	2.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	2.40

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.23 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

Armatura:

					
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø139,7 x 8,0

ø139,7 x 8,0

 Area dell'armatura (A_{arm}): 3310 (mm²)

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7.203E+06 (mm⁴)

 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 103,119 (mm³)

 Tipo di acciaio **S 355 (Fe 510)**

 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1.05

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

 Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Deposito ghiaioso	5.00	1.20	0.27	0.260	0.260	0.141	599.29
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

 $Ls = 5.00 \text{ (m)}$
 $QI = 599.29 \text{ (kN)}$
Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

 $\% \text{ Punta} = 10\%$
 $Qp = 59.93 \text{ (kN)}$
CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

 $Qlim = 659.22 \text{ (kN)}$
 $Fs = 2.13$

Verifica soddisfatta

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 111 di 150

5.6.3 Verifica della capacità portante orizzontale

Secondo quanto indicato dalle NTC 2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$F_{tRd} \leq R_{tRd}$, dove:

F_{tRd} è il carico orizzontale massimo agente in testa al palo per la combinazione peggiorativa

R_{tRd} è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRk}}{\gamma_T}, \text{ dove:}$$

$$R_{tRk} = \frac{R_{tRcal}}{\xi} = \text{resistenza caratteristica ai carichi orizzontali}$$

γ_T = coefficiente di sicurezza parziale.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla tabella 6.4.VI delle NTC 2018:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

R_{tRcal} rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

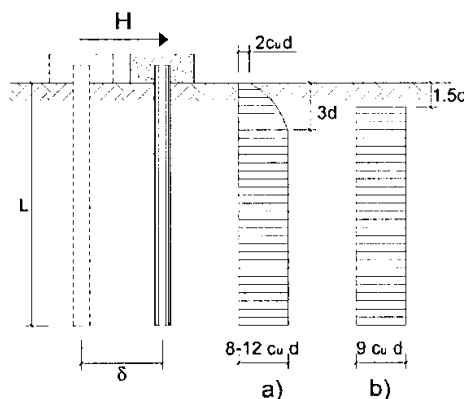
Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

Terreno a comportamento coesivo

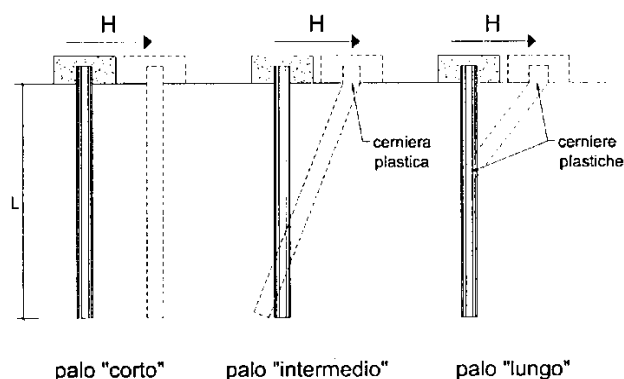
Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.



I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

La figura seguente espone i meccanismi di rottura del complesso palo – terreno per carichi orizzontali a seconda della tipologia di pali.



Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} + 4,50 \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)$$

$$H_{lim} \cdot (d_s + f) - 4,50 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)^2 - 2 \cdot M_y = 0$$

essendo:

f = profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s = altezza della testa palo rispetto al piano di scalzamento

Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot Z \cdot D$$

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4} \right)} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot f^2$$

$$f^3 + 1,50 \cdot D \cdot f^2 - \left(\frac{2 \cdot M_y}{\gamma \cdot k_p \cdot D} \right) = 0$$

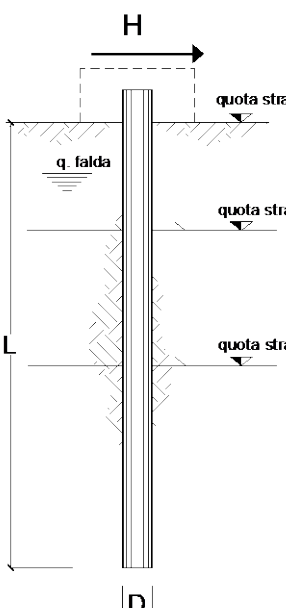
essendo:

f = profondità dal piano campagna della cerniera plastica.

Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione χ_3 per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,60.

Approccio 2: → Stato Limite Ultimo STR – A1+M1+R3

opera Pali Spalla 1



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ^* (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Unità I	0.00	19	19	38	4.20	
☐ strato 2						1.00	
☐ strato 3						1.00	
☐ strato 4						1.00	
☐ strato 5						1.00	
☐ strato 6						1.00	

Quota falda -15 (m)

Diametro del palo D 0.27 (m)

Lunghezza del palo L 8.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y 59.6 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)		
Palo lungo	H =	100.8 (kN)
Palo intermedio	H =	550.8 (kN)
Palo corto	H =	2070.3 (kN)
	Hlim =	100.8 (kN)

Palo lungo

$$R_{Rd} = \frac{R_{Rcal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{100,8}{1,30 \cdot 1,60} = 49 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 42 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

5.6.4 Verifica della stabilità del micropalo

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 6.99 (N/mm²)

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5} \quad \eta = P_k / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$P_k = 6500.94 \quad (MN) \quad \eta = 20.97$$

5.6.5 Verifica di resistenza del micropalo

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.168 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 17.98 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 268.05 \quad (N/mm^2) \quad \sigma_{min} = -80.74 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 25.38 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 271.63 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 116 di 150

5.7 Verifica della fondazione

5.7.1 Determinazione delle sollecitazioni nella fondazione

Le sollecitazioni nella fondazione sono state determinate mediante un modello ad elementi finiti realizzato con il programma di calcolo SAP 2000 utilizzando elementi piani a comportamento flessionale o “shell”.

La mesh è stata realizzata con elementi di dimensioni non superiori a 30 cm.

Gli elementi shell rappresentanti la fondazione sono stati vincolati mediante incastri in corrispondenza dei nodi lungo il perimetro dei baggioli.

Al modello sono stati applicati oltre al peso proprio della fondazione ed il peso proprio del terreno sulla fondazione anche delle forze concentrate in corrispondenza dei pali che rappresentano proprio le azioni sui pali rispettivamente nella combinazione SLU STR che genera gli effetti peggiori, nella peggiore delle condizioni SLE rare, nella peggiore delle condizioni SLE frequenti e nella condizione SLE quasi permanente. Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle principali azioni interne nella fondazione allo SLU STR e nelle condizioni SLE utilizzate nelle verifiche.

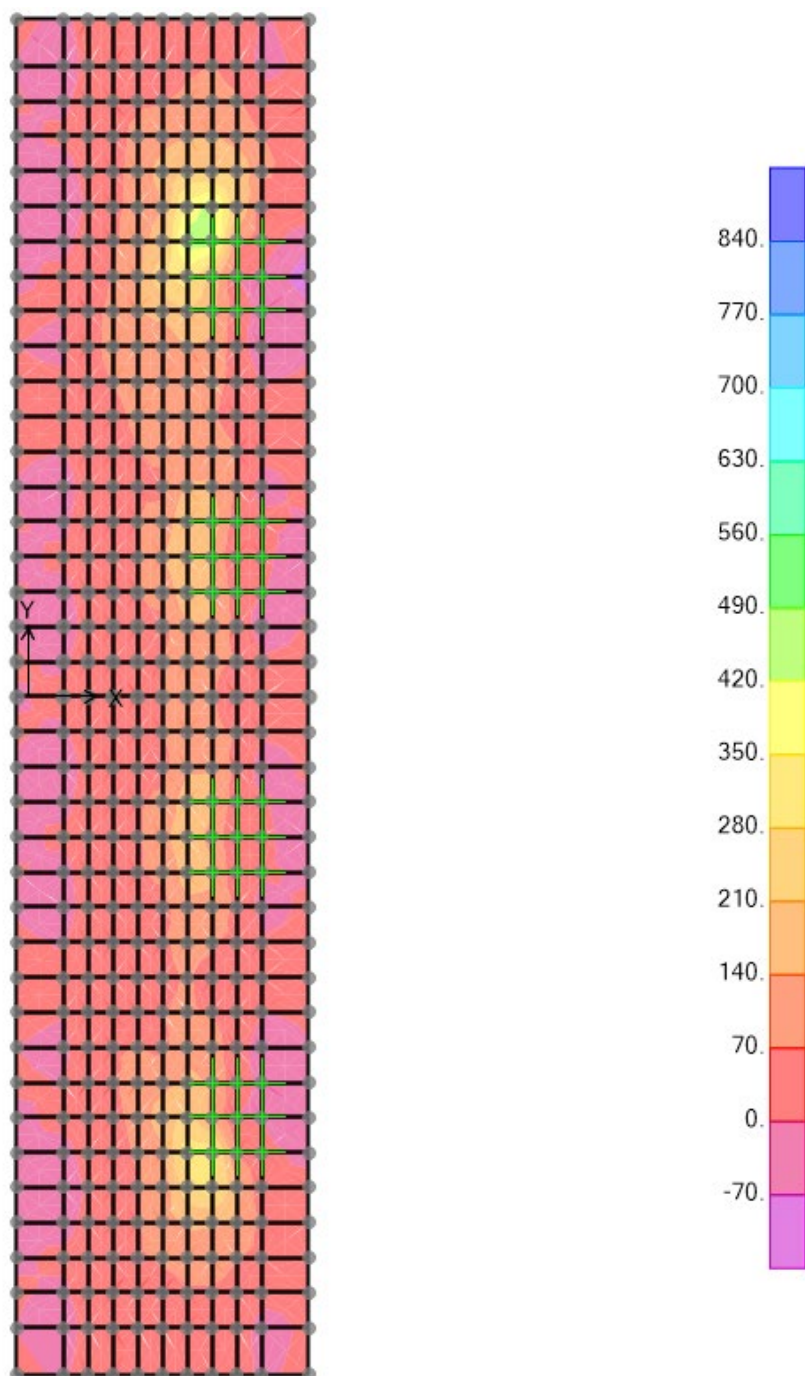


Figura 11 – Momento flettente M1-1 [kNm/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

M1-1, max = 448 kNm/m

M1-1, min = -111 kNm/m

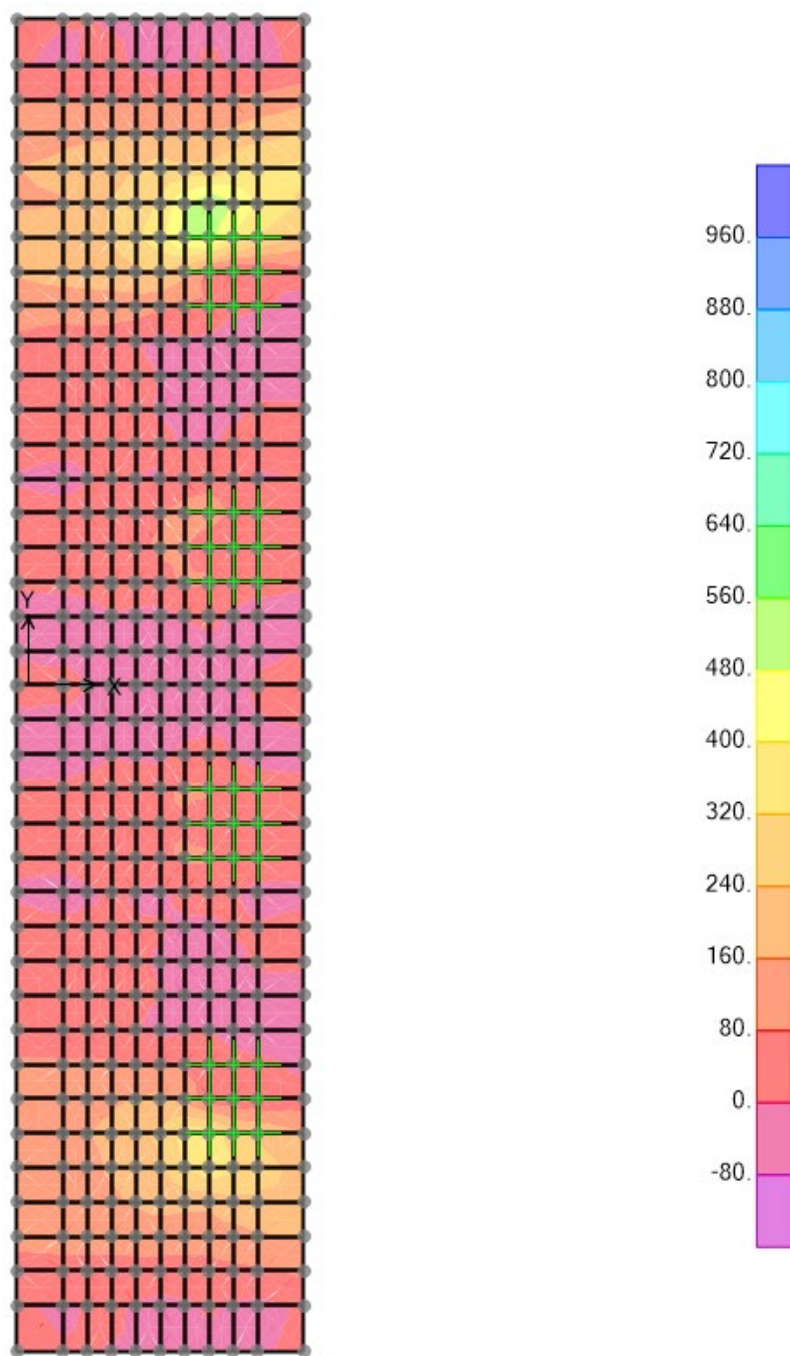


Figura 12 – Momento flettente M2-2 [kNm/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

M2-2, max = 550 kNm/m

M1-1, min = -25 kNm/m

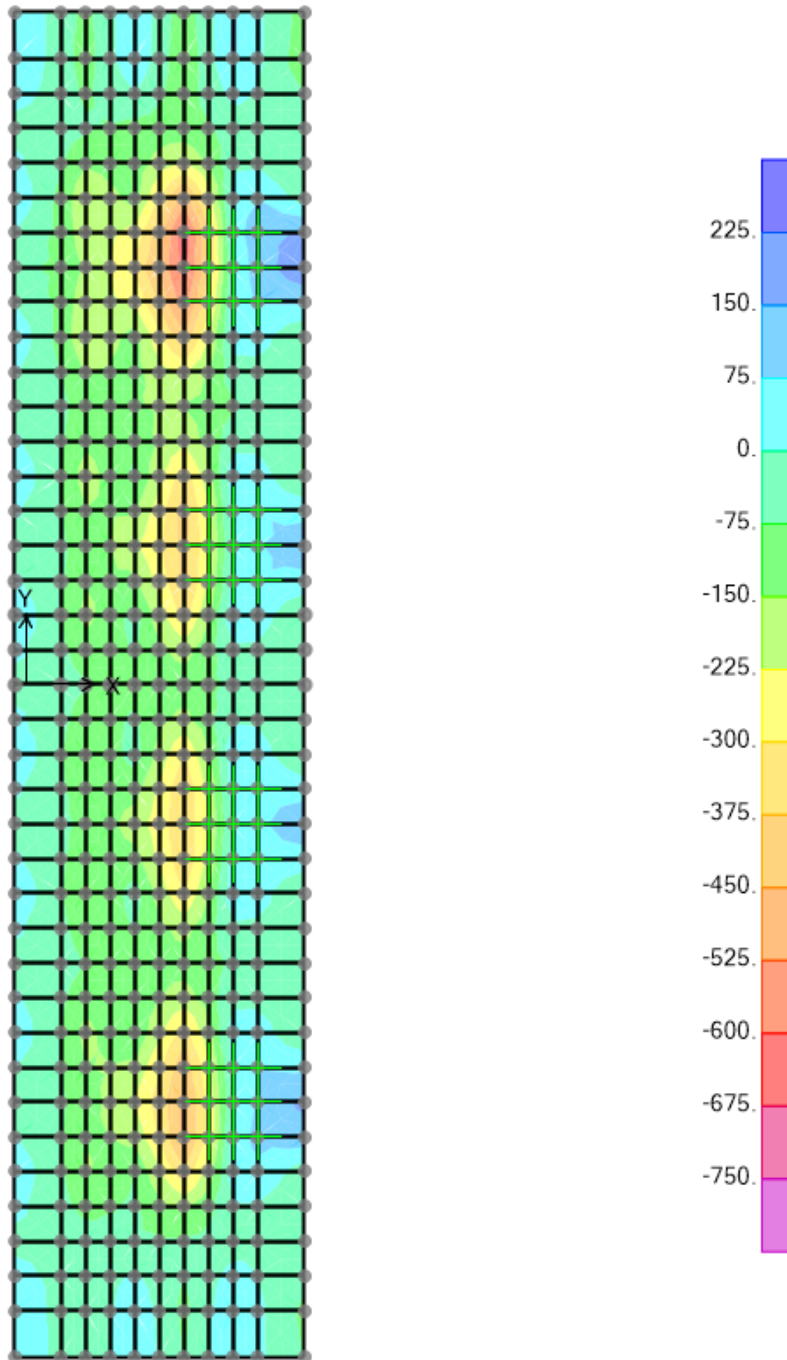


Figura 13 – Azione tagliante V1-3 [kN/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

V1-3, max = 640 kN/m

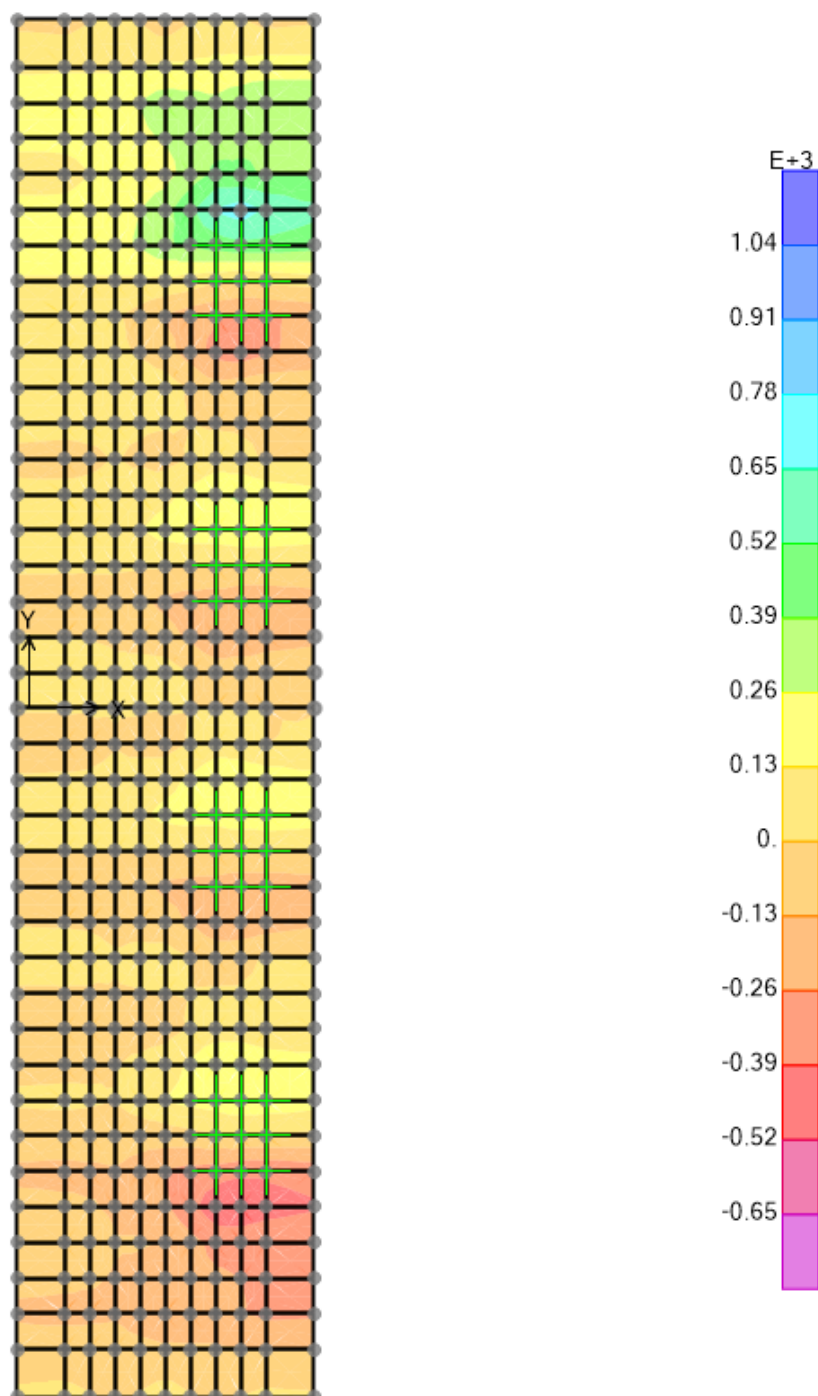


Figura 14 – Azione tagliente V2-3 [kN/m] – SLU STR

Combinazione SLU STR

V2-3, max = 715 kN/m

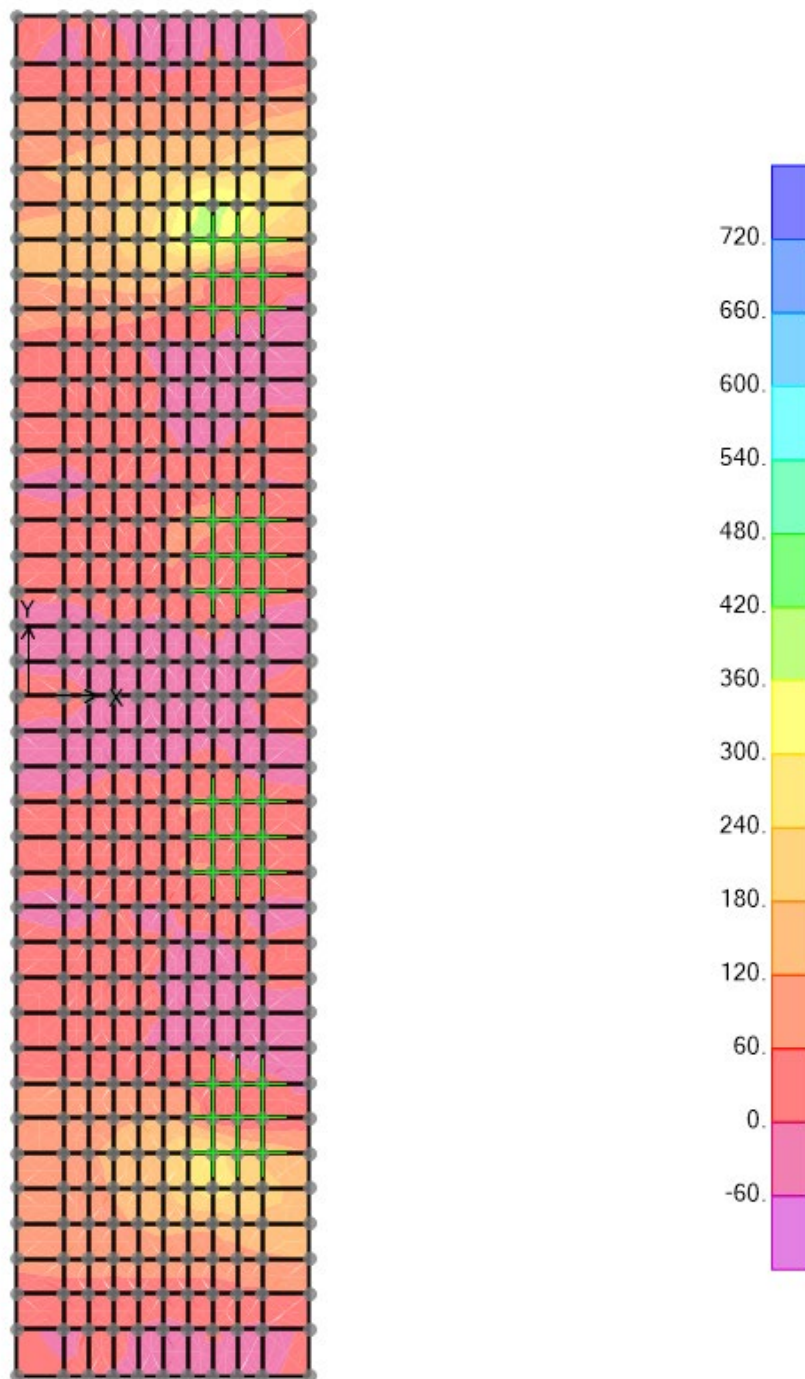


Figura 15 – Momento flettente M2-2 [kNm/m] – SLE rara

Combinazione SLE rara

M1-1, max = 396 kNm/m

M1-1, min = -17 kNm/m

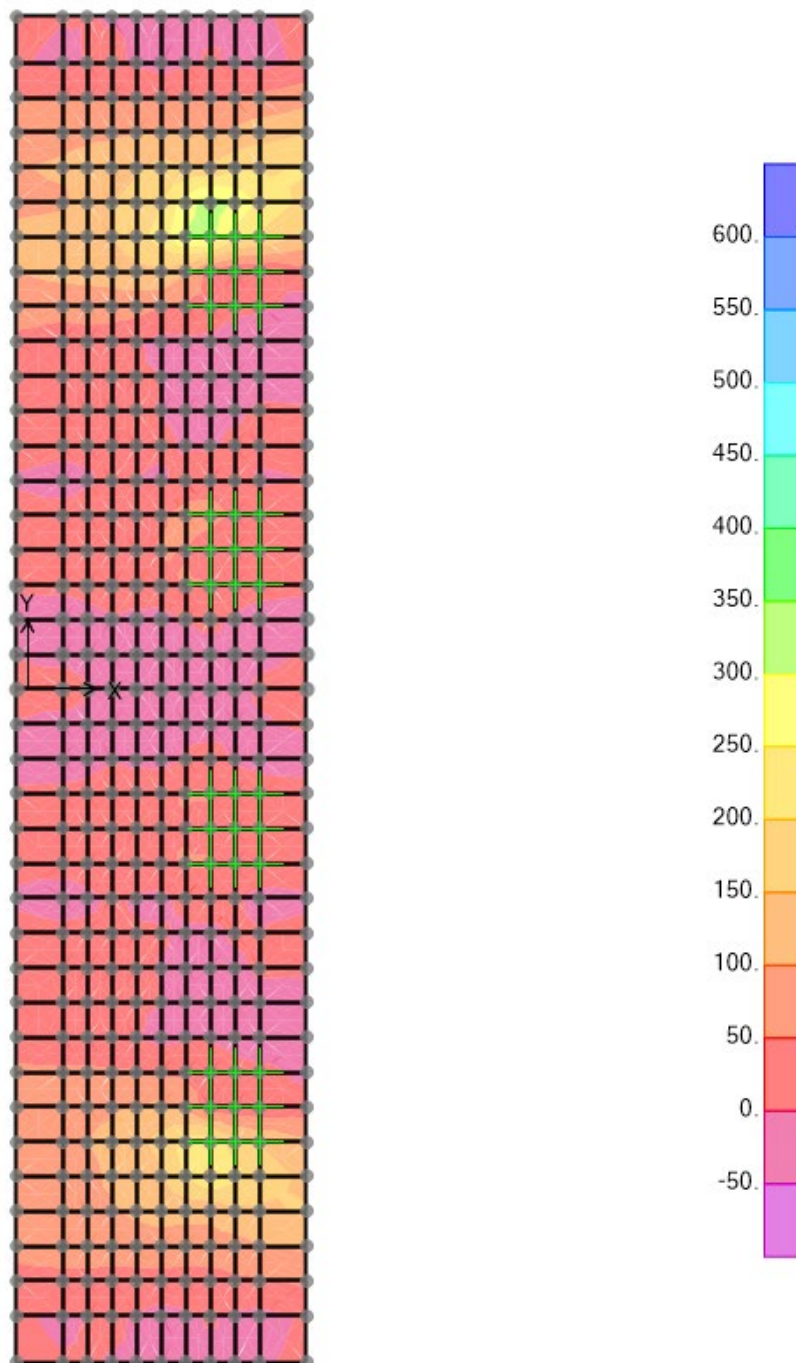


Figura 16 – Momento flettente M2-2 [kNm/m] – SLE frequente

Combinazione SLE frequente

M1-1, max = 330 kNm/m

M1-1, min = -14 kNm/m

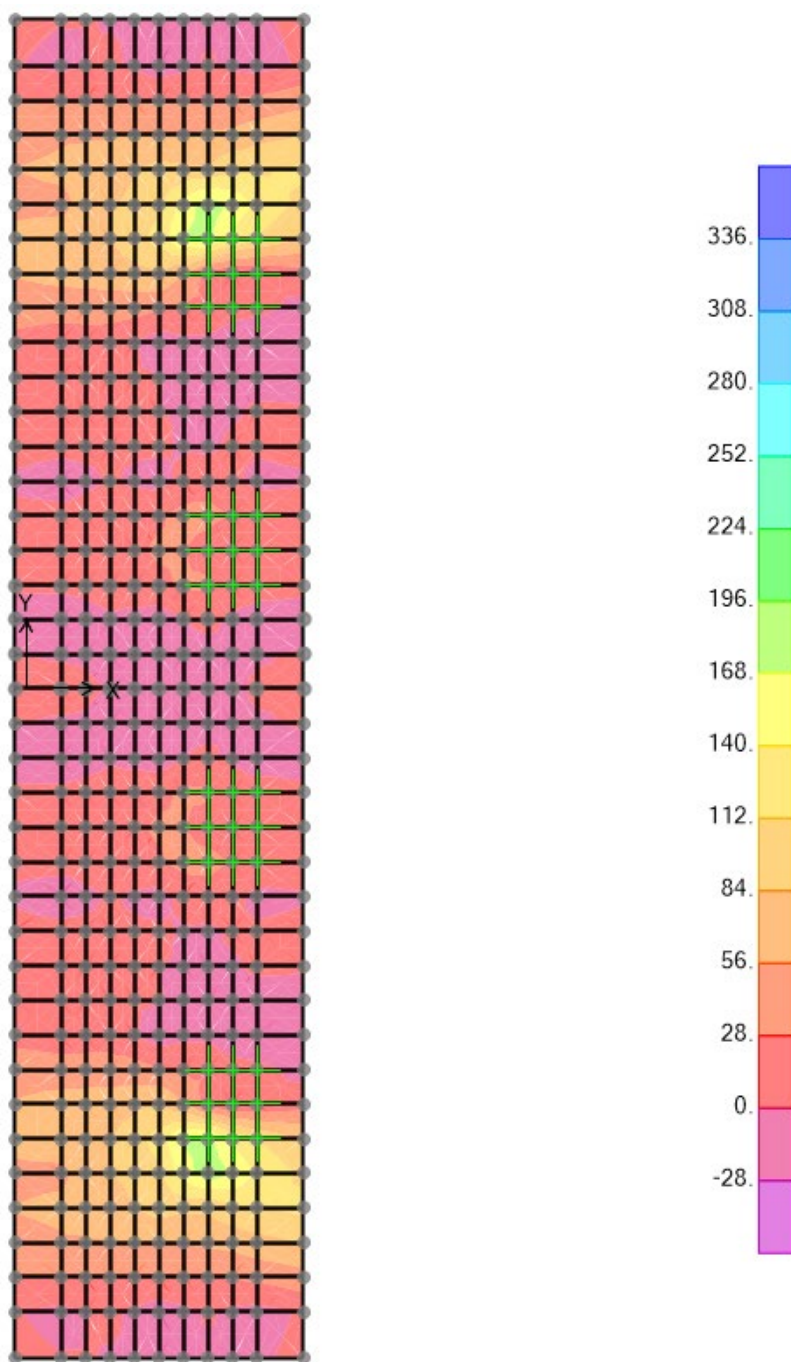


Figura 17 – Momento flettente M1-1 [kNm/m] – SLE quasi permanente

Combinazione SLE quasi permanente

M1-1, max = 181 kNm/m

M1-1, min = -8 kNm/m

5.7.2 Verifica a flessione SLU

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	120	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ24	c= 7 cm
	inferiore	5φ24	c= 113 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +550 \text{ kNm}$		

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	7
2	22.62	113

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 550 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 971.2 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 51.17 ‰
 d 113 cm
 x 7.235 x/d 0.06402
 δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

$$IR = 971 / 550 = 1,77 > 1$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

5.7.3 Verifica a taglio SLU

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1,000	mm
h	altezza totale della sezione	1,200	mm
d	altezza utile sezione	1,130	mm

Descrizione materiale				
Calcestruzzo	classe C C25/30	R _{ck} (Mpa)= 30	f _{ck} (Mpa)= 24.9	
Acciaio	B450C	f _{yk} (Mpa)= 450	f _{yd} (Mpa)= 391.30	
γ _c	1.50	γ _m	1.15	f _{cd} (Mpa)= 14.11

SEN°θ 0.1089049
 SENθ 0.3300075
 θ 19.27 °

0.77	4.15	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se θ < 21,8 ° si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.
 Sostituire θ = 21,8 °.**

cotani	Θ	Vr _{sd} [kN]	Vr _{cd} [kN]	V _{sd} [kN]
1	45.00	781.39	3,587.47	715
1.1	42.27	859.52	3,571.23	715
1.2	39.81	937.66	3,528.66	715
1.3	37.57	1,015.80	3,467.44	715
1.4	35.54	1,093.94	3,393.55	715
1.5	33.69	1,172.08	3,311.51	715
1.6	32.01	1,250.22	3,224.69	715
1.7	30.47	1,328.36	3,135.58	715
1.8	29.05	1,406.49	3,045.96	715
1.9	27.76	1,484.63	2,957.13	715
2	26.57	1,562.77	2,869.97	715
2.1	25.46	1,640.91	2,785.09	715
2.2	24.44	1,719.05	2,702.89	715
2.3	23.50	1,797.19	2,623.59	715
2.4	22.62	1,875.33	2,547.31	715
2.5	21.80	1,953.46	2,474.12	715

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2.5	400	20	785.40

Parametri di calcolo

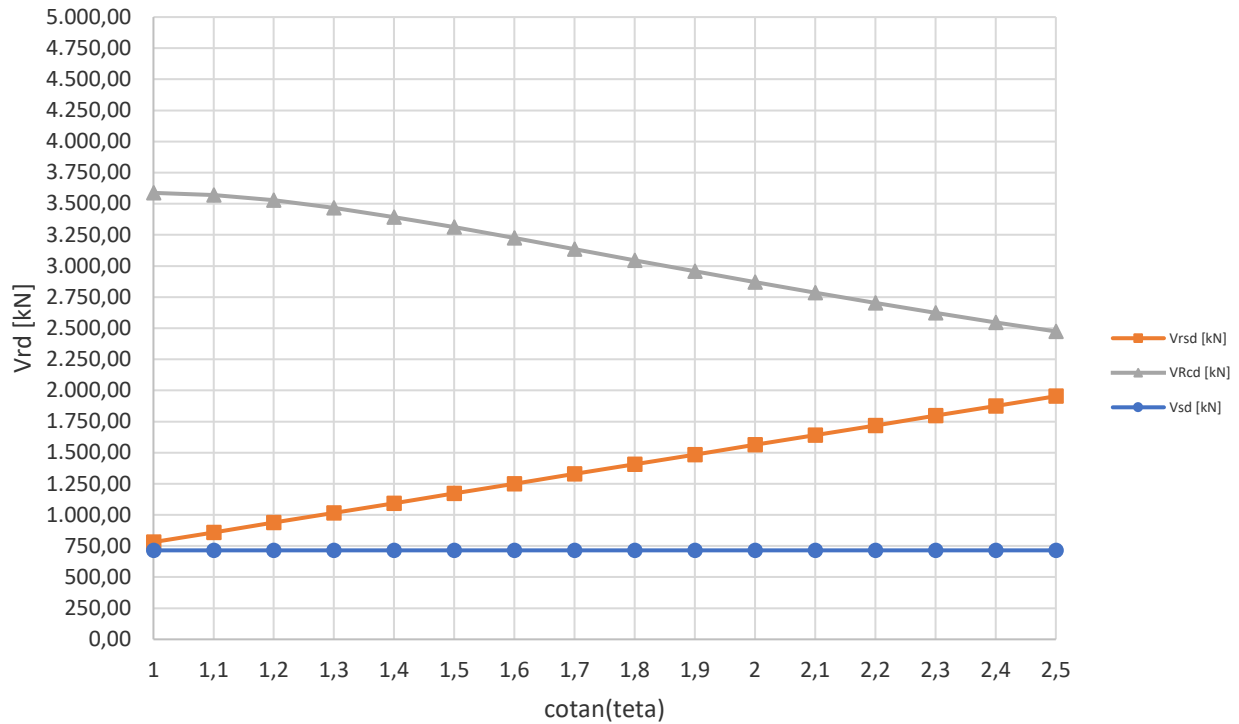
	Descrizione	Valore	u.d.m.
Θ	inclinazione dei puntoni	21.80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
α _c	coefficiente maggiorativo	1.00	

Verifica

V _{sd} =	715 kN
Vr _{sd} =	1,953.60 kN
Vr _{cd} =	2,473.99 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio DM2008



LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

5.7.4 Verifica SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	120	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ24	c= 7 cm
	inferiore	5φ24	c= 113 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +396 \text{ kNm}$		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

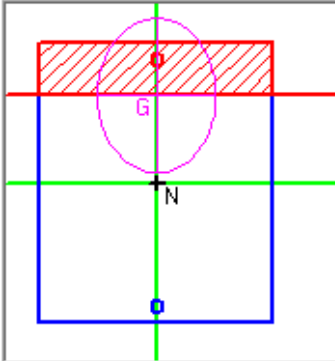
Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	7
2	22.62	113

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	396	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

σ _c	-2.756	N/mm²	
σ _s	165.8	N/mm²	
ε _s	0.8291	‰	
d	113	cm	
x	22.55	x/d	0.1995
		δ	0.7

Verifica
 N° iterazioni:
☐ Precompresso

Verifica condotta secondo i paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 17/01/2018.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -2,76 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 14,94 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è:

$$\sigma_{s,trazione} = 165,8 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 360 \text{ MPa}$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

5.7.5 Verifica SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	120	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ24	c= 7 cm
	inferiore	5φ24	c= 113 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +330 \text{ kNm}$		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	7
2	22.62	113

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N	M _{Ed}	M _{xEd}	M _{yEd}	N	M _{Ed}	M _{xEd}	M _{yEd}
0	0	0	0	0	0	0	0
0	330	0	0	0	330	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ε _{su}	ε _{c2}	ε _{cu}	f _{cd}	f _{cc} / f _{cd}	σ _{c,adm}	τ _{co}	τ _{c1}
67.5	2	3.5	14.17	0.8	9.75	0.6	1.829

σ _c	σ _s	ε _s	d	x	x/d	δ
-2.296	138.2	0.6909	113	22.55	0.1995	0.7

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C25/30** $f_{ck} = 24.90$ MPa $R_{ck} = 30$ Mpa
 Classe di esposizione **XC2**
 Condizioni ambientali Ordinarie Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_2$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_3$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 17/01/2018

Pagina 2

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 138.10 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico breve k_t 0.6

larghezza sezione b 1,000 mm

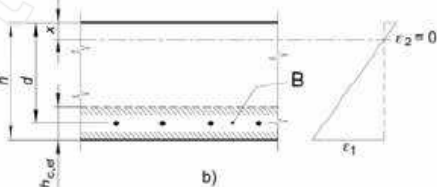
altezza sezione h 1200 mm

altezza utile d 1130 mm

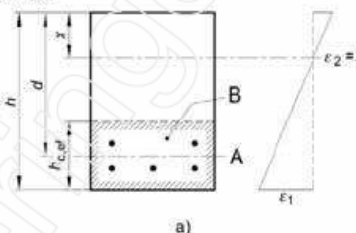
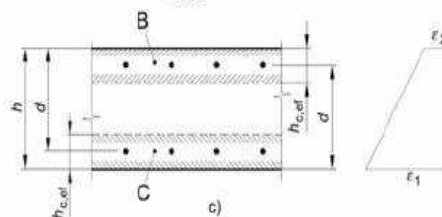
asse neutro x 225.50 mm

caso Fig. C4.1.9 b

 $h_{c,ef}$ 175.00 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

 a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

 c) Elemento in trazione
 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

 $A_{c,ef}$ 175,000 mm²
 A_s 2,262 mm²
 ρ_{eff} 0.01 -

 E_{cm} 31,447.16 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 6.36 -

 f_{ctm} 2.56 MPa

 ϵ_{sm} 0.0004 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 24 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

 diametro equivalente f_{eq} 24.00 mm

ricoprimento dell'armatura c 40 mm

barre aderenza migliorata

caso flessione

 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 260.00 mm

 Δs_{max} 451.66 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.19$ mm

Valore limite di apertura della fessura:
 $w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

5.7.6 Verifica SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	120	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 7 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 113 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +181$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	7
2	22.62	113

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 181 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -1.259 N/mm²
 σ_s 75.79 N/mm²
 ϵ_s 0.379 ‰
d 113 cm
x 22.55 x/d 0.1995
 δ 0.7

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C25/30** $f_{ck} = 24.90$ MPa $R_{ck} = 30$ Mpa
 Classe di esposizione **XC2**
 Condizioni ambientali Ordinarie Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali	Ordinarie		
Armatura	Poco sensibile		
Combinazione	Quasi permanente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_2$
Combinazione	Frequente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_3$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Pagina 3

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 75.79 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico **breve** kt 0.6

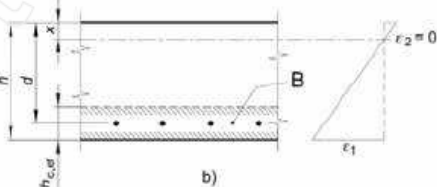
 larghezza sezione b 1,000 mm

 altezza sezione h 1,200 mm

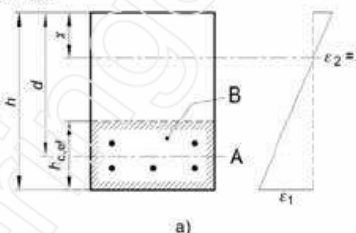
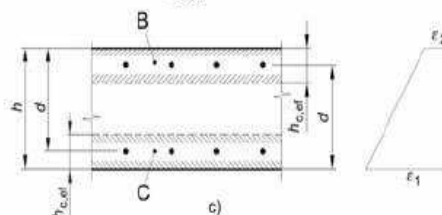
 altezza utile d 1,130 mm

 asse neutro x 225.50 mm

 caso Fig. C4.1.9 **b**
 $h_{c,ef}$ 175.00 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

 a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

 c) Elemento in trazione
 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

 $A_{c,ef}$ 175,000 mm²
 A_s 2,262 mm²
 ρ_{eff} 0.01 -

 E_{cm} 31,447.16 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 6.36 -

 f_{ctm} 2.56 MPa

 ϵ_{sm} **0.0002** -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 24 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

 diametro equivalente f_{eq} 24.00 mm

 ricoprimento dell'armatura c 40 mm

 barre **aderenza migliorata**

 caso **flessione**
 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

 spaziatura tra i ferri d'armatura **200** mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 260.00 mm

 Δs_{max} 451.66 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} =$ **0.10** mm

Valore limite di apertura della fessura:
 w_l **0.20** mm

VERIFICA SODDISFATTA

5.8 Verifica del muro paraghiaia

5.8.1 Determinazione delle sollecitazioni nel muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA - Sezione a quota z m: NORME TECNICHE 2018

GEOMETRIA

z	=	0.00	m
Hmuro	=	1.60	m
Spessore	=	0.40	m

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m ³	γ	
Angolo di attrito terreno rilevato	0.611	rad	ϕ	35.00

SOVRACCARICO

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

Sovraccarico 99.91 kN/m²

FRENAMENTO

Lunghezza di diffusione del carico del frenamento (45°)	4.60	m
Carico dovuto al frenamento (circolare NTC C5.1.3.3.7.2)	39.13	kN/m

SPINTE TERRENO E SOVRACCARICO

Coefficiente di spinta a riposo K0	0.43	[-]
Spinta a riposo a quota z	12.28	kN/m ²
Sovraccarico	99.91	kN/m ²
Spinta sovraccarico	42.60	kN/m ²

PARAMETRI SISMICI E SPINTE SISMICHE

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0.0646	
coefficiente orizzontale	$S = S_s \times S_T =$	1.20	
	$a_{max} =$	0.078	
	$\beta_m =$	1.00	
	$K_h =$	0.078	
Sovrapressioni sismiche WOOD	2.23	kN/m ²	
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.27	[-]	
Spinta attiva a quota z	7.80	kN/m ²	
Forza d'inerzia della porzione unitaria di muro sopra alla quota z	1.24	kN/m	

MOMENTI E TAGLI A QUOTA z - VALORI CARATTERISTICI

Spinta a riposo terreno	M=	5.24	kNm/m
	V=	9.82	kN/m
Sovraccarico	M=	54.53	kNm/m
	V=	68.17	kN/m
Frenamento	M=	62.61	kNm/m
	V=	39.13	kN/m
Spinta attiva terreno	M=	3.33	kNm/m
	V=	6.24	kN/m
Sovraspinta Wood	M=	2.86	kNm/m
	V=	3.57	kN/m
Forza d'inerzia	M=	0.99	kNm/m
	V=	1.24	kN/m

MOMENTI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR1 - Sovraccarico	$M_{Ed} =$	81	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento+	$M_{Ed} =$	147	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento-	$M_{Ed} =$	-79	kNm/m
SISMICA	$M_{Ed} =$	18	kNm/m
SLE RARA - Frenamento+	$M_{Ed} =$	109	kNm/m
SLE RARA - Frenamento-	$M_{Ed} =$	-57	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento +	$M_{Ed} =$	93	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento -	$M_{Ed} =$	-42	kNm/m
SLE QUASI PERMANENTE	$M_{Ed} =$	5	kNm/m

TAGLI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR1	$V_{Ed} =$	105	kN/m
SLU STR2	$V_{Ed} =$	135	kN/m
SISMICA	$V_{Ed} =$	25	kN/m

5.8.2 Verifica a flessione SLU

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5φ24	c= 6 cm
	inferiore	5φ24	c= 34 cm

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = +147 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 147 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 18.13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8 ?
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
	τ _{c1} 2.114

M_{xRd} 278.7 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.3 ‰
 d 34 cm
 x 6.009 x/d 0.1767
 δ 0.7

$$IR = 279 / 147 = 1,90 > 1$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

5.8.3 Verifica a taglio SLU

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1,000	mm
h	altezza totale della sezione	400	mm
d	altezza utile sezione	340	mm

Descrizione materiale				
Calcestruzzo	classe C C32/40	$R_{ck}(Mpa)= 40$	$f_{ck}(Mpa)= 33.2$	
Acciaio	B450C	$f_{yk}(Mpa)= 450$	$f_{yd}(Mpa)= 391.30$	
γ_c	1.50	γ_m	1.15	$f_{cd}(Mpa)= 18.81$

$\sin^2\theta$ 0.0588087
 $\sin\theta$ 0.242505
 θ 14.03 °

0.55	5.53	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se $\theta < 21.8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.
 Sostituire $\theta = 21.8^\circ$.**

$\cotan(\vartheta)$	Θ	V_{rsd} [kN]	V_{rzd} [kN]	V_{sd} [kN]
1	45.00	169.28	1,439.22	135
1.1	42.27	186.20	1,432.71	135
1.2	39.81	203.13	1,415.63	135
1.3	37.57	220.06	1,391.07	135
1.4	35.54	236.99	1,361.42	135
1.5	33.69	253.92	1,328.51	135
1.6	32.01	270.84	1,293.68	135
1.7	30.47	287.77	1,257.93	135
1.8	29.05	304.70	1,221.98	135
1.9	27.76	321.63	1,186.34	135
2	26.57	338.55	1,151.38	135
2.1	25.46	355.48	1,117.32	135
2.2	24.44	372.41	1,084.34	135
2.3	23.50	389.34	1,052.53	135
2.4	22.62	406.27	1,021.93	135
2.5	21.80	423.19	992.57	135

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	A_{sw} (mm ²)
staffe	2.5	200	12	282.74

Parametri di calcolo

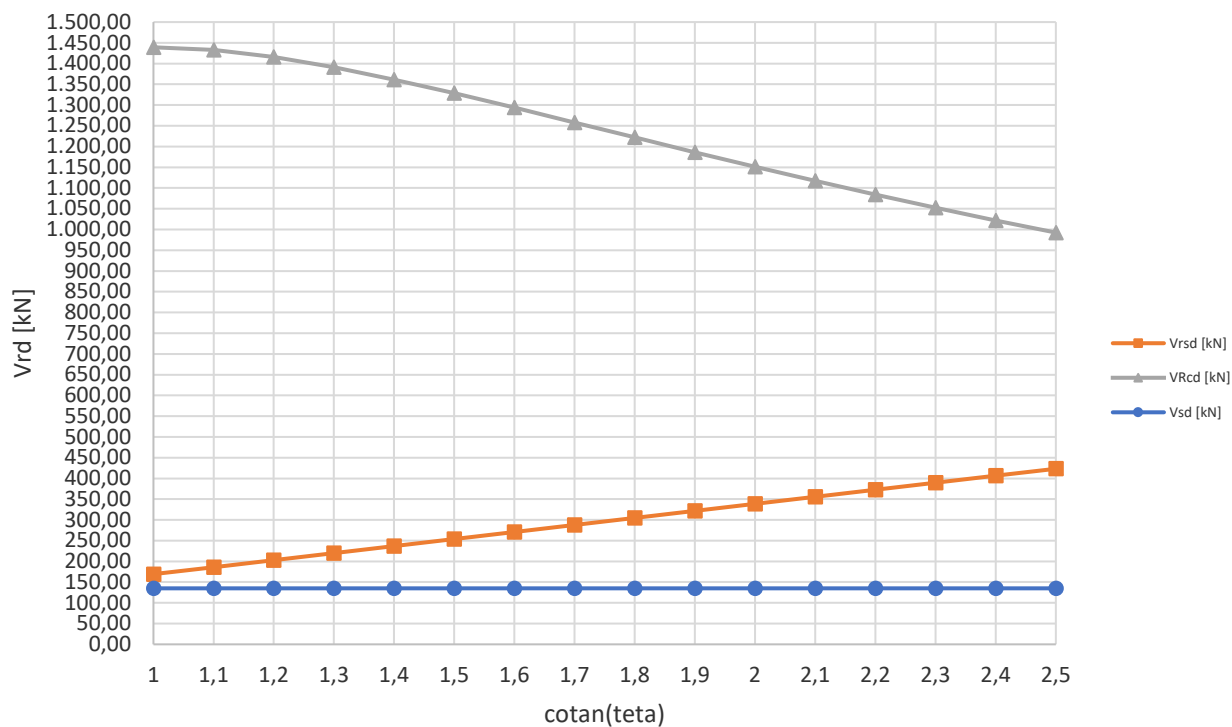
	Descrizione	Valore	u.d.m.
Θ	inclinazione dei puntoni	21.80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1.00	

Verifica

$V_{sd} =$	135 kN
$V_{rsd} =$	423.22 kN
$V_{rzd} =$	992.51 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio DM2008



LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

5.8.4 Verifica SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 6 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 34 cm

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = +109 \text{ kNm}$

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. $\rightarrow$ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 109 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -5.176 N/mm²
 σ_s 161.6 N/mm²
 ϵ_s 0.8081 ‰
 d 34 cm
 x 11.03 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Verifica condotta secondo i paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 17/01/2018.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -5,18 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 19,92 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio è:

$$\sigma_{s,trazione} = 161,6 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 360 \text{ MPa}$$

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

5.8.5 Verifica SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 6 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 34 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +93$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 93 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{cl} 2.114

σ_c -4.416 N/mm²
 σ_s 137.9 N/mm²
 ϵ_s 0.6895 ‰
 d 34 cm
 x 11.03 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali	Molto aggressive		
Armatura	Poco sensibile		
Combinazione	Quasi permanente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
Combinazione	Frequente	→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 17/01/2018

Pagina 2

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 137.90 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico breve kt 0.6

larghezza sezione b 1,000 mm

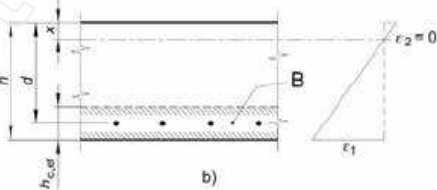
altezza sezione h 400 mm

altezza utile d 340 mm

asse neutro x 110.30 mm

caso Fig. C4.1.9 b

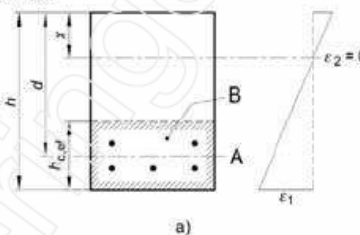
 $h_{c,ef}$ 96.57 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

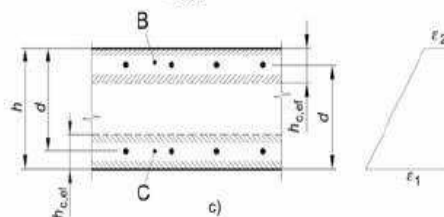
a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


c) Elemento in trazione

 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{st,eff}$

 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$

 $A_{c,ef}$ 96,567 mm²
 A_s 2,262 mm²
 ρ_{eff} 0.02 -

 E_{cm} 33,642.78 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 5.94 -

 f_{ctm} 3.10 MPa

 ϵ_{sm} 0.0004 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 24 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

 diametro equivalente f_{eq} 24.00 mm

ricoprimento dell'armatura c 40 mm

barre aderenza migliorata

caso flessione

 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 260.00 mm

 Δs_{max} 310.18 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0.13$ mm

Valore limite di apertura della fessura:
 $w_l = 0.20$ mm

VERIFICA SODDISFATTA

5.8.6 Verifica SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

SEZIONE RETTANGOLARE	altezza (cm)	40	
	larghezza (cm)	100	
ARMATURA	superiore	5 ϕ 24	c= 6 cm
	inferiore	5 ϕ 24	c= 34 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +5$ kNm		

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Verifica C.A. S.L.U. - File: paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Paraghiaia

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	34

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 5 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -0.2374 N/mm²
 σ_s 7.414 N/mm²
 ϵ_s 0.03707 ‰
 d 34 cm
 x 11.03 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018

Pagina 1

Materiali

Calcestruzzo **C32/40** $f_{ck} = 33.20$ MPa $R_{ck} = 40$ Mpa
 Classe di esposizione **XF4**
 Condizioni ambientali Molto aggressive Tab. 4.1.III
 Armatura **Poco sensibile**

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Acciaio **B450C** $f_{yk} = 450$ Mpa

Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)

Condizioni ambientali Molto aggressive
 Armatura Poco sensibile
 Combinazione **Quasi permanente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$
 Combinazione **Frequente** → Ap. Fessure $W_d \leq W_1$

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

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

Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018

Combinazione quasi permanente

VERIFICA DA NON CONDURRE
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018

Combinazione frequente

VERIFICA DA NON CONDURRE

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Pagina 3

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

 σ_s 7.40 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

 durata del carico **breve** kt 0.6

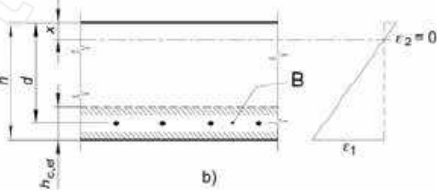
 larghezza sezione b 1,000 mm

 altezza sezione h 400 mm

 altezza utile d 340 mm

 asse neutro x 110.30 mm

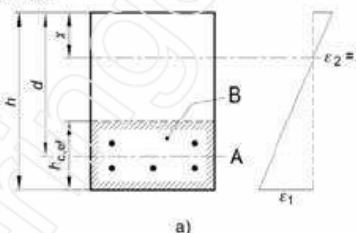
 caso Fig. C4.1.9 **b**
 $h_{c,ef}$ 96.57 mm

 b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


Legenda

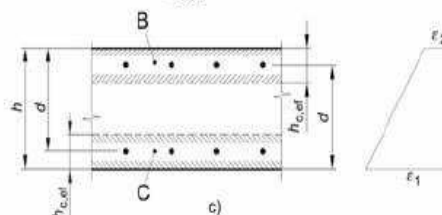
a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


c) Elemento in trazione

 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$

 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

 $A_{c,ef}$ 96,567 mm²
 A_s 2,262 mm²
 ρ_{eff} 0.02 -

 E_{cm} 33,642.78 MPa

 E_s 200,000 MPa

 α_e 5.94 -

 f_{ctm} 3.10 MPa

 ϵ_{sm} **0.0000** -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

 numero di barre di diametro f_1 n_1 5 f_1 24 mm

 numero di barre di diametro f_2 n_2 0 f_2 0 mm

 diametro equivalente f_{eq} 24.00 mm

 ricoprimento dell'armatura c 40 mm

 barre **aderenza migliorata**

 caso **flessione**
 k_1 0.8

 k_2 0.5

 k_3 3.4

 k_4 0.425

 spaziatura tra i ferri d'armatura **200** mm

 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 260.00 mm

 Δs_{max} 310.18 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):
 $w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} =$ **0.01** mm

Valore limite di apertura della fessura:
 w_l **0.20** mm

VERIFICA SODDISFATTA

**NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione
di calcolo spalle**

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NB1D

01

D26

CLNW0304001

A

148 di 150

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 149 di 150

5.9 *Verifica dei baggioli*

Si faccia riferimento al paragrafo relativo alla spalla tradizionale o spalla 1 i cui baggioli sono soggetti ad azioni orizzontali longitudinali e trasversali e quindi azioni orizzontali combinate maggiori.

La verifica dei baggioli della spalla 1 è da ritenersi quindi valida anche per la spalla 2.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE					
NW03 Opere civili Prolungamento SS12 accesso area ANAS – Relazione di calcolo spalle	COMMESSA NB1D	LOTTO 01	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLNW0304001	REV. A	FOGLIO 150 di 150

6. *REQUISITI AL CAPITOLO 10.2 NTC18 PER ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO*

6.1 *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Si è eseguito manualmente un controllo delle azioni globali alla quota del piano di posa della fondazione della spalla che ha condotto a valori del tutto simili a quelli determinati mediante il programma di calcolo.

6.2 *Caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati*

Il calcolo delle sollecitazioni sulla fondazione è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000 ULTIMATE”.

Lo scrivente ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l'affidabilità dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Titolo: SAP 2000 ULTIMATE

Autore: Computers and structures, Inc.

Distributore: HARPACEAS

Viale Richard, 120143 Milano

Versione: 22.2.0

Titolo: **Microsoft excel 2013**

Caratteristiche: Programma di calcolo automatico

I fogli elettronici utilizzati sono ad uso dello scrivente da tantissimi anni. L'esperienza e l'utilizzo di essi per opere analoghe, consente di affermare che i calcoli delle sollecitazioni derivanti da tali tabulati, fornisce risultati coerenti con la realtà.