

S.S.291 "Della Nurra"

Lavori di costruzione del Lotto 1 da Alghero ad Olmedo, in località bivio cantoniera di Rudas (completamento collegamento Alghero-Sassari) e del Lotto 4 tra bivio Olmedo e l'aeroporto di Alghero -Fertilia (bretella per l'aeroporto)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ATI: VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma A27296)

RESPONSABILE D'AREA

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. MariaAntonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Salvatore Campione

MANDATARIA:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE:



GALLERIE ARTIFICIALI

GALLERIA ARTIFICIALE FERROVIA "A"

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T01_GA01_STR_RE01_A			
DPCA00029	E 21	CODICE ELAB.	T01GA01STRRE01	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	Giugno 2021	E. RICCI	G. CAPOGNA	G. PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORME E SPECIFICHE	5
3	MATERIALI	6
	3.1 Calcestruzzo per strutture interrato	6
	3.2 Calcestruzzo per travi in c.a. prefabbricato	6
	3.3 Miscela cementizia per micropali	7
	3.4 Acciaio per barre di armatura lenta	7
	3.5 Acciaio per tubo di armatura dei micropali	7
	3.6 Classe di esposizione e copriferro	8
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	9
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
7	ANALISI DEI CARICHI	12
	7.1 Peso proprio delle strutture in cemento armato	12
	7.2 Peso proprio della pavimentazione stradale	12
	7.3 Peso proprio del terreno di ricoprimento sulla soletta superiore	12
	7.4 Carichi accidentali da traffico agenti sulla soletta di copertura	12
	7.5 Spinta laterale dei terreni	17
	7.6 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti	17
	7.7 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	17
	7.8 Azione della frenatura.....	18
	7.9 Azione centrifuga	18
	7.10 Ritiro della soletta di copertura	19
	7.11 Azione termica longitudinale	20
	7.12 Azione termica differenziale	20
	7.13 Urto da traffico ferroviario.....	20
8	AZIONE SISMICA	21
	8.1 Azione inerziale delle masse	21
	8.2 Sovrappinta dinamica dei terreni	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
	9.1 Combinazioni di carico statiche allo SLU.....	23
	9.2 Combinazioni di carico statiche allo SLE	24
	9.3 Combinazioni di carico sismiche	24

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

9.1	Riepilogo delle combinazioni di carico.....	25
9.1.1	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo.....	25
9.1.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio - Rare.....	26
9.1.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio - Frequenti	26
9.1.4	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio - Quasi Permanenti	26
9.1.5	Combinazioni sismiche	26
10	MODELLO DI CALCOLO	27
10.1	Definizione del modello di calcolo	27
10.2	Applicazione dei carichi.....	32
10.2.1	Carichi permanenti dovuti al peso della pavimentazione stradale	32
10.2.2	Carichi permanenti dovuti al peso del terreno di ricoprimento.....	32
10.2.3	Spinta del terreno sul ritto sinistro + sovraspinta dovuta ai carichi permanenti	33
10.2.4	Spinta del terreno sul ritto destro + sovraspinta dovuta ai carichi permanenti.....	33
10.2.5	Azione del ritiro sulla soletta superiore	34
10.2.6	Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto sinistro	34
10.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto destro.....	35
10.2.8	Azione orizzontale della frenatura sulla soletta superiore	35
10.2.9	Azione orizzontale della forza centrifuga sulla soletta superiore	36
10.2.10	Sovraspinta dinamica del terreno sul ritto sinistro (sisma +X).....	36
10.2.11	Azione inerziale orizzontale della soletta (sisma +X)	37
10.2.12	Azione inerziale orizzontale sui ritti (sisma +X).....	37
10.2.13	Azione inerziale orizzontale dei carichi permanenti portati (sisma +X).....	38
10.2.14	Sovraspinta dinamica del terreno sul ritto destro (sisma -X)	38
10.2.15	Azione inerziale orizzontale della soletta (sisma -X)	39
10.2.16	Azione inerziale orizzontale sui ritti (sisma -X).....	39
10.2.17	Azione inerziale orizzontale dei carichi permanenti portati (sisma -X)	40
10.2.18	Azione inerziale verticale della soletta (sisma +Z)	40
10.2.19	Azione inerziale verticale della soletta (sisma -Z)	41
10.2.20	Azione inerziale verticale dei carichi permanenti portati (sisma +Z).....	41
10.2.21	Azione inerziale verticale dei carichi permanenti portati (sisma -Z).....	42
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI - PORTALE FERROVIARIO.....	43
11.1	Diagramma dell'azione assiale.....	43
11.1	Diagramma del momento flettente	43
11.1	Diagramma dell'azione tagliante	44

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

12 SOLETTA SUPERIORE - VERIFICA STRUTTURALE.....	45
12.1 Sezioni di verifica ed armatura di calcolo	45
12.2 Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione.....	47
12.2.1 Verifica a filo ritto (Momento negativo) – Sezione S1.....	47
12.2.2 Verifica a filo ritto (Momento positivo) – Sezione S1	48
12.2.3 Verifica in mezzeria (Momento positivo max) – Sezione S2.....	49
12.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	50
12.1 Verifica allo Stato Limite di fessurazione	51
12.1.1 Verifica a filo ritto – Sezione S1	52
12.1.2 Verifica in mezzeria (Momento positivo max) – Sezione S2.....	56
12.2 Verifiche allo stato limite di limitazione delle tensioni.....	59
12.2.1 Combinazione Rara.....	60
12.2.2 Combinazione Quasi permanente	63
13 RITTI - VERIFICA STRUTTURALE.....	65
13.1 Sezioni di verifica ed armatura di calcolo	65
13.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per presso-flessione.....	66
13.2.1 Verifica Sezione di Testa (P1)	66
13.2.2 Verifica Sezione di Mezzeria (P2).....	67
13.2.3 Verifica Sezione di Base (P3)	68
13.2.4 Riepilogo degli esiti delle verifiche	69
13.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	70
13.3.1 Verifica Sezione di Testa (P1)	70
13.3.2 Verifica Sezione di Base (P3)	71
13.3.3 Riepilogo degli esiti delle verifiche	72
13.4 Verifiche allo Stato Limite di fessurazione	73
13.4.1 Sollecitazioni di calcolo.....	73
13.4.2 Verifica sezione di testa (P1) - Momento negativo	74
13.4.3 Verifica sezione di mezzeria (P2) - Momento negativo	76
13.4.4 Verifica sezione di mezzeria (P2) - Momento positivo.....	78
13.4.5 Verifica sezione di base (P3) - Momento negativo	81
13.4.6 Verifica sezione di base (P3) - Momento positivo	83
13.5 Verifiche allo stato limite di limitazione delle tensioni.....	85
14 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI.....	88
14.1 Verifica “tirante-puntone”	88

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

14.2 Verifica a taglio.....	90
15 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE	92
15.1 Individuazione della stratigrafia di riferimento	92
15.2 Verifiche geotecniche e strutturali	92
15.2.1 Verifica a carico limite.....	92
15.2.2 Capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico	95
15.2.3 Verifiche alle forze orizzontali e verifica strutturale del micropalo	96
15.2.4 Verifica geotecnica per forze orizzontali	99

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e le verifiche delle strutture in cemento armato della galleria artificiale ferroviaria "A" con dimensioni nette pari a 13.00 x 7.35 m nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. 291 "Della Nurra" - Lavori di costruzione del Lotto 1 da Alghero a Olmedo, in località bivio cantoniera di Rudas (completamento collegamento Alghero-Sassari) e del Lotto 4 tra bivio Olmedo e l'aeroporto di Alghero-Fertilia (bretella per l'aeroporto)".

2 NORME E SPECIFICHE

La redazione dei calcoli avverrà secondo le prescrizioni della seguente normativa ed in particolare:

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M del 14.1.2008;
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" approvate con D.M del 14.1.2008" - Circolare 02.2.2009;
- UNI EN 1992-1-1:2005, Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici";
- Norma UNI EN 206-1:2006 "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1997-1, "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"
- Legge 5.11.71 n.1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per strutture interrato

Per le strutture interrato è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	32 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	40.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.13 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.02 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.12 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.41 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	33345.8 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

3.2 Calcestruzzo per travi in c.a. prefabbricato

Per le travi in c.a. prefabbricato è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C40/50** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C40/50	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	50 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	40 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	48.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	22.67 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.51 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.46 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.64 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	35220.5 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

3.3 Miscela cementizia per micropali

Per la miscela cementizia dei micropali è stata considerata una classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	25 N/mm ²
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	33.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.17 N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.80 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20 N/mm ²
Modulo elastico medio	E_{cm}	31475.8 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0.2 -
Coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 °C ⁻¹

3.4 Acciaio per barre di armatura lenta

Per le armature lente delle strutture in cemento armato è stato considerato un acciaio tipo **B450C** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tipologia di acciaio	B450C	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
Tensione di sverramento di calcolo ($\gamma_c = 1.15$)	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_s	210000.00 N/mm ²

3.5 Acciaio per tubo di armatura dei micropali

Acciaio in profili a sezione cava	EN 10210-1 S355 JOH+N	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_s	210000.00 N/mm ²

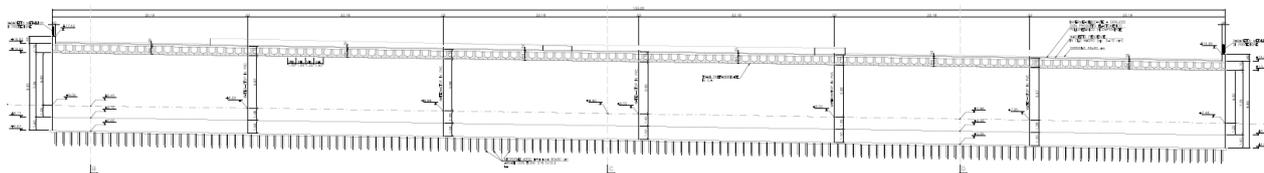


Figura 4-2: Sezione longitudinale

La galleria è attraversata superiormente da un'arteria stradale, come mostrato nella figura seguente.
L'angolo tra l'asse della galleria e l'asse della strada è di circa 12°.

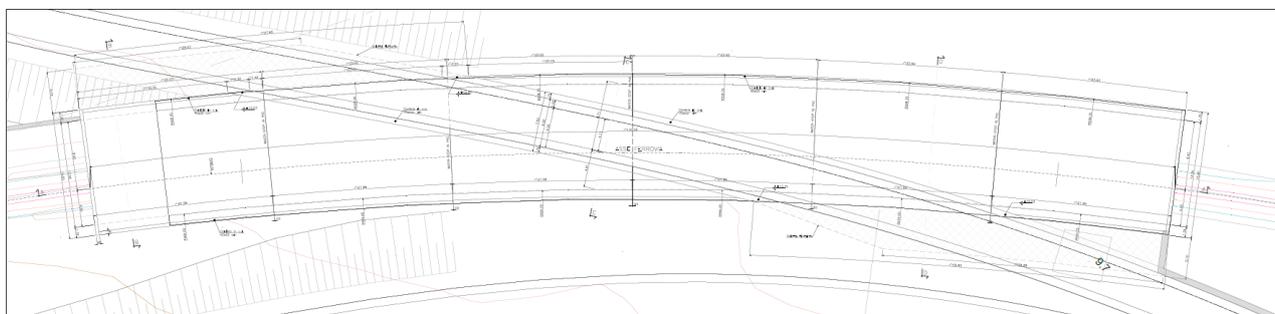


Figura 4-3: Planimetria galleria

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

I parametri geotecnici presi a riferimento per i terreni sono:

- **Terreno di ricoprimento**

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

- **Terreno di rinfiaccio**

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

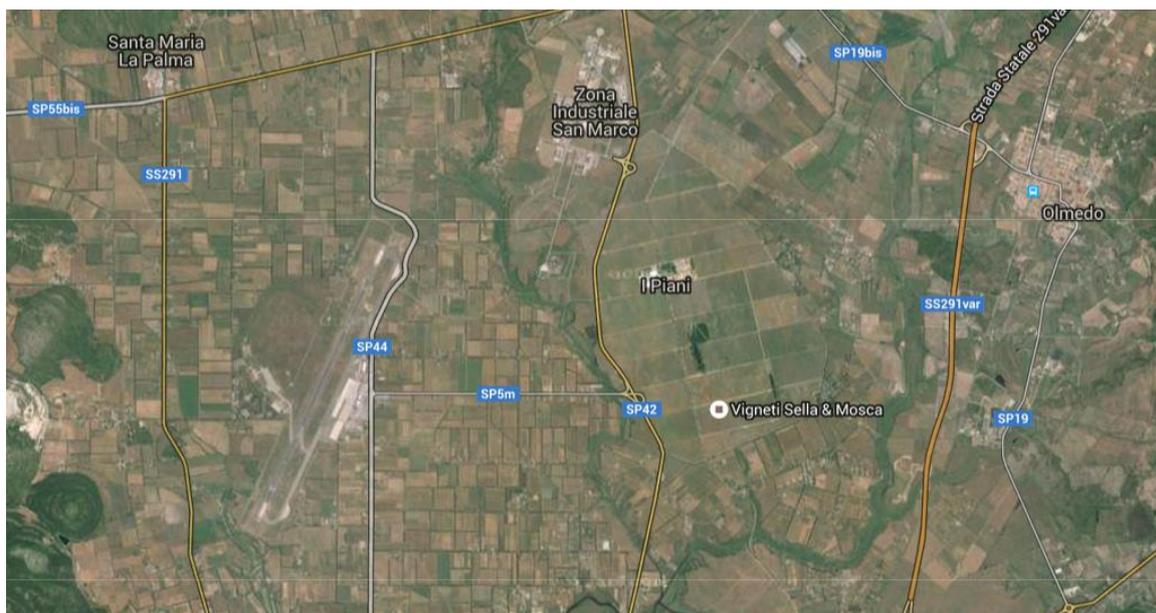
Per la valutazione dell'interazione tra terreno e struttura è stata considerata una costante di sottofondo orizzontale del terreno pari a $k = 18750 \text{ kN/m}^3$.

Il valore di k è stato considerato costante lungo l'intero sviluppo longitudinale del manufatto.

Sono state considerate condizioni di falda assente.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Alghero.



Secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”, par. 2.4, sono stati definiti i seguenti parametri sismici della struttura:

- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso della struttura: **IV**
- Coefficiente d'uso della struttura: $C_U = 2,00$
- Periodo di ritorno per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,00 = 100$ anni

Di seguito sono riportati i valori dei principali parametri sismici caratteristici del sito in oggetto e del periodo di ritorno dell'evento sismico:

<u>PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA</u>				
Stato limite	T_r	a_g/g	F_o	T_c
	[anni]	[-]	[-]	[s]
Operatività	60	0.025	2.67	0.299
Danno	101	0.031	2.73	0.307
Salvaguardia Vita	949	0.060	2.98	0.371
Prevenzione Collasso	1950	0.071	3.06	0.393

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Sulla base della relazione geologica il terreno di fondazione è stato classificato come di **classe B**, cui corrisponde un coefficiente stratigrafico **S_S = 1.20**.

Categoria sottosuolo	S _S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Dal punto di vista topografico il sito rientra nella categoria topografica **T1**, cui corrisponde un coefficiente topografico **S_T = 1,00**.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Si ipotizza un comportamento elastico della struttura, cioè un comportamento non dissipativo, che non richiede i particolari costruttivi di cui al capitolo 7 delle NTC 2008; per le verifiche strutturali vengono, di conseguenza, utilizzate le regole espresse nel capitolo 4 delle NTC 2008.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Peso proprio delle strutture in cemento armato

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal programma di calcolo agli elementi finiti sulla base delle reali caratteristiche geometriche.

7.2 Peso proprio della pavimentazione stradale

Lo spessore medio della pavimentazione stradale è assunto pari a **50 cm**. Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto pari a $\gamma_{pav} = 24.0 \text{ kN/m}^3$; conseguentemente, il peso per unità di superficie della pavimentazione risulta pertanto pari a:

$$p_{pav} = 0.50 \times 24.00 = 12.60 \text{ kN/m}^2.$$

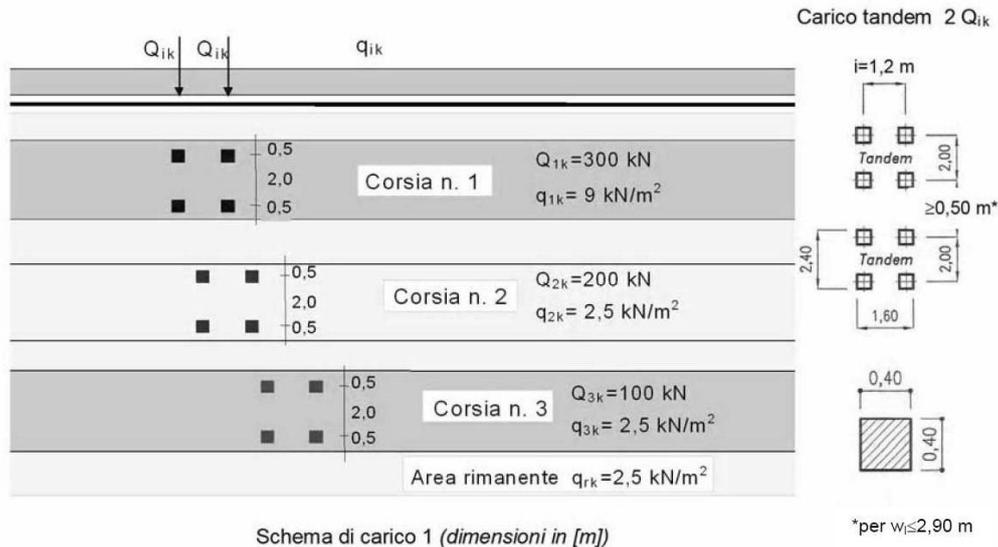
7.3 Peso proprio del terreno di ricoprimento sulla soletta superiore

Lo spessore medio dello strato di ricoprimento risulta pari a **70 cm**. Il peso per unità di volume del terreno di ricoprimento è assunto pari a $\gamma_{terreno} = 18.0 \text{ kN/m}^3$; conseguentemente, il peso per unità di superficie del terreno di ricoprimento risulta pertanto pari a:

$$p_{terreno} = 0.70 \times 18.00 = 12.60 \text{ kN/m}^2.$$

7.4 Carichi accidentali da traffico agenti sulla soletta di copertura

I carichi accidentali da traffico agenti sulla soletta di copertura sono stati valutati secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 5.1.3.3.5 e riportato nell'immagine seguente.



Con riferimento a tale schema, le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono descritte nel seguito:

- corsia n.1 costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse delle ruote in senso trasversale di 2.00 m e un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m²;
- corsia n.2, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN (automezzo convenzionale Q_{2k}) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q_{2k});
- zona rimanente, occupata da una colonna di carico $q_{rk} = 2.5\text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

La larghezza delle corsie convenzionali è pari a 3.00 m. Nel caso in esame, sulla soletta superiore dell'opera in esame, transita una strada costituita ad una carreggiata larga circa 6.00 m. Il numero di corsie convenzionali è quindi pari a 2.

I carichi concentrati (carichi tandem) vengono diffusi fino alla linea media della soletta superiore secondo i seguenti angoli:

- pavimentazione stradale: 45°
- terreno di ricoprimento: 30°
- soletta di copertura in cemento armato: 45°

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Valutazione della diffusione dei carichi mobili concentrati stradali - corsia convenzionale n° 1

Q_{k1}	600	kN	Carico concentrato stradale
a	1.6	m	Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico
b	2.4	m	Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico
h_1	0.5	m	Spessore della pavimentazione
α_1	45	°	Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale
h_2	0.7	m	Spessore del terreno di ricoprimento
α_2	30	°	Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento
h_3	1.1	m	Spessore della soletta superiore
α_3	45	°	Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore
$Q_{k1,diff}$	44.4	kN/m ²	Carico concentrato stradale diffuso fino alla linea media della soletta superiore
a_{diff}	4.51	m	Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico
b_{diff}	3.00	m	Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico

Valutazione della diffusione dei carichi mobili concentrati stradali - corsia convenzionale n° 2

Q_{k2}	400	kN	Carico concentrato stradale
a	1.6	m	Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico
b	2.4	m	Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico
h_1	0.5	m	Spessore della pavimentazione
α_1	45	°	Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale
h_2	0.7	m	Spessore del terreno di ricoprimento
α_2	30	°	Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento
h_3	1.1	m	Spessore della soletta superiore
α_3	45	°	Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore
$Q_{k2,diff}$	29.6	kN/m ²	Carico concentrato stradale diffuso fino alla linea media della soletta superiore
a_{diff}	4.51	m	Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico
b_{diff}	3.00	m	Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico

La superficie di diffusione, valutata in corrispondenza del piano medio della soletta di copertura, presenta una lunghezza pari a **4.51 m** ed una larghezza pari a **3.00 m** (la dimensione della superficie di diffusione in direzione perpendicolare al traffico è stata limitata a 3.00 m a favore di sicurezza).

Sulla base di tale diffusione il carico concentrato Q_{k1} produce un carico per unità di superficie sul piano medio della soletta di copertura pari a **44.4 kN/m²**; il carico concentrato Q_{k2} produce un carico per unità di superficie pari a **29.6 kN/m²**.

Poiché la strada attraversa in modo obliquo la galleria (l'angolo tra l'asse della galleria e l'asse stradale è pari a circa 12°), ne consegue che su una striscia di larghezza unitaria della soletta superiore della galleria possano gravare contemporaneamente più carichi tandem, come mostrato nella figura seguente.

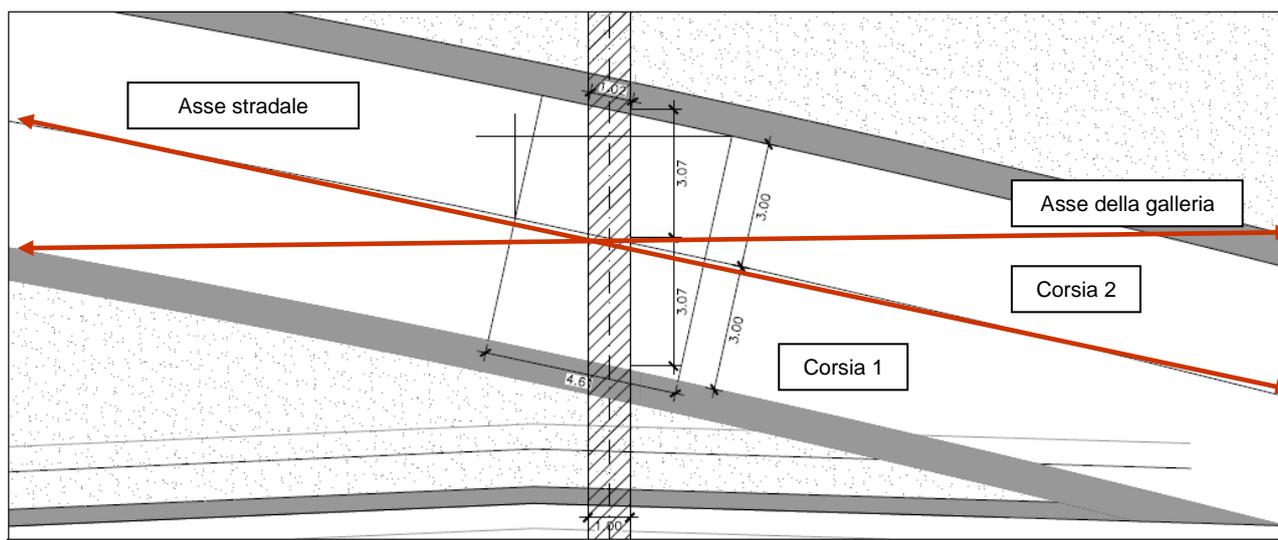
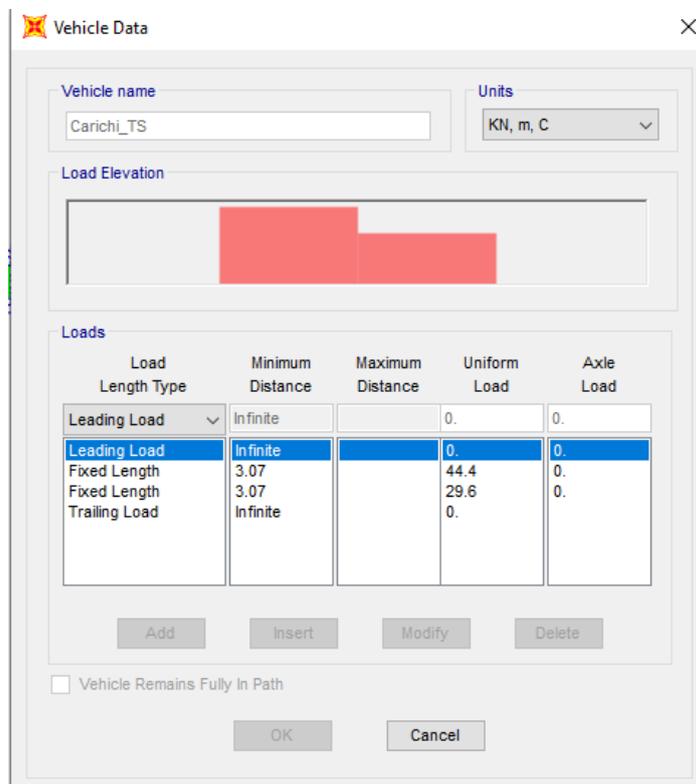


Figura 7-1: Individuazione della possibile contemporaneità dei carichi tandem sulla struttura

Per tenere conto della possibile contemporaneità di più carichi tandem a seconda della posizione della striscia unitaria considerata, tali carichi sono stati introdotti nel modello come carichi mobili, secondo lo schema mostrato in figura 8-2.

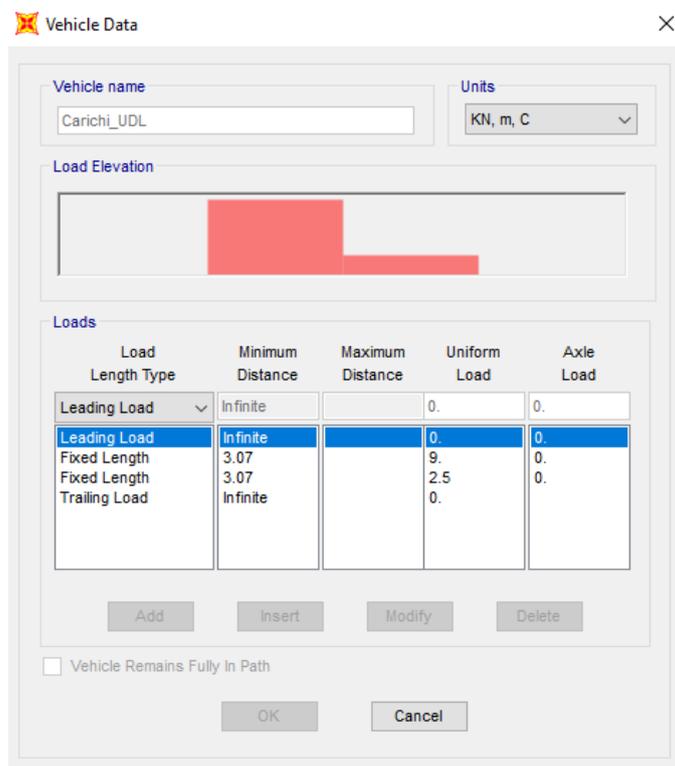
Ai carichi concentrati diffusi, su ciascuna delle corsie convenzionali, si aggiungono i carichi distribuiti $q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$ e $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

Per le stesse considerazioni relative ai carichi tandem, anche i carichi distribuiti sono stati introdotti nel modello come carichi mobili, secondo lo schema mostrato in figura 8-3.



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0.	0.
Leading Load	Infinite		0.	0.
Fixed Length	3.07		44.4	0.
Fixed Length	3.07		29.6	0.
Trailing Load	Infinite		0.	

Figura 7-2: Definizione dei carichi tandem nel modello di calcolo



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0.	0.
Leading Load	Infinite		0.	0.
Fixed Length	3.07		9.	0.
Fixed Length	3.07		2.5	0.
Trailing Load	Infinite		0.	

Figura 7-3: Definizione dei carichi distribuiti nel modello di calcolo

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

7.5 Spinta laterale dei terreni

La spinta del terreno sulle pareti laterali del sottovia è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- k è il coefficiente di spinta del terreno;
- H è l'altezza complessiva del tratto di struttura sottoposto all'azione di spinta.

Per la valutazione della spinta dei terreni sulle pareti verticali del sottovia sono state considerate condizioni di riposo; viene quindi assunto per la determinazione della spinta il coefficiente di spinta a riposo k_0 , calcolato mediante la seguente relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi) = 1 - \text{sen}(35^\circ) = 0.426$$

Relativamente all'applicazione della spinta, nei calcoli si considerano due possibili scenari: spinta agente solo da un lato e spinta agente da entrambi i lati della struttura.

7.6 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti

La spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cp} = p \cdot k \cdot H$$

dove:

- p è l'entità del sovraccarico permanente agente sul piano medio della soletta di copertura (peso della pavimentazione e del terreno di ricoprimento) pari a **24.60 kN/m²**;
- k è il coefficiente di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta viene determinato come mostrato nel paragrafo precedente in funzione delle condizioni del terreno assunte.

7.7 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico uniforme equivalente al carico variabile stradale sul rilevato assunto pari a **$\Delta q = 20 \text{ kN/m}^2$** ;

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

- k è il coefficiente di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta viene determinato come mostrato nel paragrafo precedente in funzione delle condizioni del terreno assunte.

7.8 Azione della frenatura

L'azione della frenatura è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, si ha:

$$q_3 = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 20.45 = 415.2 \text{ kN},$$

avendo considerato una lunghezza L della zona caricata pari a 20.45 m, ottenuta proiettando la lunghezza di un singolo blocco del portale ferroviario (20.00 m) lungo l'asse stradale, considerando un angolo di 12° tra l'asse del portale e quello della strada.

L'azione frenante viene quindi diffusa trasversalmente all'asse stradale su una larghezza di 3.00 m e poi scomposta nelle componenti parallela e ortogonale all'asse ferroviario. L'opera viene dimensionata tenendo conto solo dell'azione ortogonale al portale.

$$q_{3_orto} = (q_3 / 3.00 \text{ m}) \times \sin(12^\circ) = 28.78 \text{ kN/m}$$

Infine, si divide q_{3_orto} per la larghezza del portale (15.60 m), ottenendo:

$$q_{frenatura} = 28.78 / 15.60 = 1.84 \text{ kN/m}^2.$$

7.9 Azione centrifuga

L'azione centrifuga è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$q_4 = 40 Q_v / R$$

dove:

- Q_v è il carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1 agente sul ponte;
- R è il raggio di curvatura, assunto pari a circa 740 m.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Si ottiene $q_4 = 40 \times (600+400)/740 = 54.05$ kN.

L'azione centrifuga, agente in direzione normale rispetto all'asse stradale, viene diffusa parallelamente a quest'ultimo su una larghezza di 4.51 m (si ipotizza che la diffusione avvenga con la stessa larghezza calcolata per il carico tandem) e poi scomposta nelle componenti parallela e ortogonale all'asse ferroviario. L'opera viene dimensionata tenendo conto solo dell'azione ortogonale al portale.

$$q_{4_orto} = (q_4 / 4.51 \text{ m}) \times \cos(12^\circ) = 11.73 \text{ kN/m}$$

Infine, si divide q_{4_orto} per la larghezza del portale (15.60 m), ottenendo:

$$q_{centrifuga} = 11.73/15.60 = 0.77 \text{ kN/m}^2.$$

7.10 Ritiro della soletta di copertura

Si riporta il calcolo della deformazione da ritiro della soletta di copertura.

Ambiente

RH = umidità relativa % 75

Materiale

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica soletta MPa 32
 E = modulo elastico calcestruzzo MPa 33346
 tipo di cemento N

Geometria

L =	larghezza dell'impalcato	m	15.6
s =	spessore medio della soletta	m	1.1
A_c =	area della sezione trasversale del getto di cls	m ²	17.16
u =	perimetro della soletta a contatto con l'atmosfera	m	13.00
h_0 =	dimensione fittizia dell'elemento	mm	2640
k_h =	coefficiente di influenza di h_0		0.70

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Ritiro

$\epsilon_{cd,0}$ =	deformazione da ritiro per essiccamento	0.000311
β_{RH} =	coefficiente di influenza dell'umidità relativa	0.90
α_{ds1} =	coefficiente 1 di influenza del tipo di cemento	4
α_{ds2} =	coefficiente 2 di influenza del tipo di cemento	0.12
ϵ_{cd} =	deformazione da ritiro per essiccamento della soletta	0.00022
ϵ_{ca} =	deformazione da ritiro autogeno	0.00006
ϵ_{cs} =	deformazione da ritiro	0.00027

Il ritiro viene applicato alla soletta come una contrazione termica uniforme equivalente.

Il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo è assunto pari a:

$$\alpha_T = 10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}.$$

Il gradiente termico associato alla deformazione finale da ritiro risulta pari a:

$$\Delta T = \epsilon_{cs}(t-t_s) / \alpha_T = -0.00027 / (10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}) = -27.27^{\circ}.$$

Poiché il fenomeno del ritiro è un fenomeno molto lento, si considera un gradiente termico equivalente pari a 1/3 del gradiente termico precedentemente determinato. Si ottiene pertanto:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = -27.27^{\circ} / 3 = -9.1^{\circ}$$

7.11 Azione termica longitudinale

Viene considerata un'azione termica uniforme agente sulla soletta di copertura del sottovia pari a **+/- 15°C**.

7.12 Azione termica differenziale

Si considera un'azione termica differenziale agente sulla soletta di copertura del sottovia pari a **+5°C**, ipotizzando che l'estradosso della soletta si mantenga sempre più caldo dell'intradosso.

7.13 Urto da traffico ferroviario

Le pareti laterali della galleria si trovano ad una distanza $d = 4.50 \text{ m} < 5 \text{ m}$ dall'asse del binario, per cui seguendo il § 3.6.3.4 delle NTC08 relativo agli urti da traffico ferroviario, si deve considerare una forza di 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari ed una forza di 4000 kN in direzione parallela.

Tali forze devono essere applicate a 1.80m dal piano ferro e non devono essere considerate agenti simultaneamente.

Tale azione è considerata come azione eccezionale.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

8 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

8.1 Azione inerziale delle masse

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

Tali coefficienti sono valutati mediante le seguenti espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

in cui:

- β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (nel caso in esame $\beta_m = 1$);
- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g è l'accelerazione di gravità.

Allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), si ha dunque:

- $k_h = 0.060 \times S = 0.060 \times 1.2 = 0.072$;
- $k_v = \pm 0.036$.

Oltre alle masse degli elementi strutturali, si devono portare in conto anche quelle associate ai carichi permanenti non strutturali (pavimentazione e terreno di ricoprimento) di pertinenza della soletta superiore del portale, pari a 24.6 kN/m².

8.2 Sovrappinta dinamica dei terreni

L'incremento dinamico di spinta del terreno, valutato con la formula di Wood, viene calcolato come:

$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido nel sito in esame;
- S è pari al prodotto tra il coefficiente stratigrafico S_s e il coefficiente topografico S_T ;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Allo Stato Limite di Salvaguardia della vita, si ha:

a_g	0.060	g
S	1.2	-
H	10.45	m

ΔP [kN/m]	141.53
q_{sismico} [kN/m²]	13.54

Questa pressione si considera applicata su un solo ritto, a seconda del verso in cui agisce l'azione sismica.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 Combinazioni di carico statiche allo SLU

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo 6 nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”. Sulla base di ciò sono state individuate due combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi;
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici.

I coefficienti di amplificazione dei carichi e di riduzione dei parametri geotecnici per le combinazioni di carico A1-M1 (usate per le verifiche strutturali), secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, capitolo 5 e 6, punti 5.1.3.12 e 6.2.II, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

^(a) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

9.2 Combinazioni di carico statiche allo SLE

Per le combinazioni di carico statiche relative allo stato limite di esercizio si è fatto riferimento a quanto riportato dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme tecniche per le Costruzioni" al paragrafo 2.5.3.

9.3 Combinazioni di carico sismiche

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = \gamma_E \cdot E + \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_E rappresenta il coefficiente parziale di amplificazione del carico sismico (posto pari a 1);
- E rappresenta il carico sismico;
- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi;
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente;

- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici.

In condizioni sismiche, i coefficienti parziali sui parametri geotecnici del terreno sono unitari.

9.1 Riepilogo delle combinazioni di carico

9.1.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo

COMBINAZIONI	AZIONI																	
	Peso proprio	Sovraccarico permanente	Spinta terre		Spinta sovracc perm		Ritiro	Carico mobile tandem	Carico mobile distribuito	Centrifuga	Frenatura	Spinta carico mobile		Termica	Sisma_Hsx	Sisma_Hdx	Sisma_V+	Sisma_V-
			sx	dx	sx	dx						sx	dx					
SLU01	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU02	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU03	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU04	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU05	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU06	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SLU07	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU08	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU09	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU10	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU11	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU12	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SLU13	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU14	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU15	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU16	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	0	0	1.01	0	1.5	0	0	0	0
SLU17	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU18	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0	0
SLU19	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU20	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	0	0	1.0125	1.0125	1.5	0	0	0	0
SLU21	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU22	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	0	0	0	0	1.0125	0	1.5	0	0	0	0
SLU23	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0	0	0	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU24	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0	0	0	0	1.0125	1.0125	1.5	0	0	0	0
SLU25	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU26	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.0125	0.54	0	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU27	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.0125	0.54	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU28	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.0125	0.54	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SLU29	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU30	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0.54	0	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU31	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0.54	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU32	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0.54	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SLU33	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU34	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.0125	0.54	0	1.35	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.0125	0.54	1.35	0	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU36	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	1.0125	0.54	0	0	1.01	0	1.5	0	0	0	0
SLU37	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU38	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0.54	0	1.35	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU39	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0.54	1.35	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU40	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0.54	0	0	1.0125	1.0125	1.5	0	0	0	0
SLU41	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0	0	0	0
SLU42	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	0	1.0125	0	1.5	0	0	0	0
SLU43	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0.9	0	0	0	0
SLU44	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.0125	1.0125	1.5	0	0	0	0
SLU45	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU46	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU47	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU48	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU49	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU50	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU51	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU52	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU53	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU54	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0
SLU55	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	0	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0
SLU56	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.0125	0.54	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0
SLU57	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU58	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.2	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU59	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0

9.1.2 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio - Rare

COMBINAZIONI	Peso proprio	Sovraccarico permanente	AZIONI															
			Spinta terre		Spinta sovracc perm		Ritiro	Carico mobile tandem	Carico mobile distribuito	Centrifuga	Frenatura	Spinta carico mobile		Termica	Sisma_H sx	Sisma_Hdx	Sisma_V+	Sisma_V-
			sx	dx	sx	dx						sx	dx					
SLE_rara_1	1	1	1	0	1	0	1	1	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_2	1	1	1	0	1	0	1	0.75	0.4	0	1	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_3	1	1	1	0	1	0	1	0.75	0.4	1	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_4	1	1	1	0	1	0	1	0.75	0.4	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SLE_rara_5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_6	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_7	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.4	1	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_8	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SLE_rara_9	1	1	1	0	1	0	1	1	1	0	1	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_10	1	1	1	0	1	0	1	0.7500	0.4	0	1	1	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_11	1	1	1	0	1	0	1	0.7500	0.4	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_12	1	1	1	0	1	0	1	0.7500	0.4	0	0	0.75	0	1	0	0	0	0
SLE_rara_13	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_14	1	1	1	1	1	1	1	0.7500	0.4	0	1	1	1	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_15	1	1	1	1	1	1	1	0.7500	0.4	1	0	1	1	0.6	0	0	0	0
SLE_rara_16	1	1	1	1	1	1	1	0.7500	0.4	0	0	0.75	0.75	1	0	0	0	0

9.1.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio - Frequenti

COMBINAZIONI	Peso proprio	Sovraccarico permanente	AZIONI															
			Spinta terre		Spinta sovracc perm		Ritiro	Carico mobile tandem	Carico mobile distribuito	Centrifuga	Frenatura	Spinta carico mobile		Termica	Sisma_H sx	Sisma_Hdx	Sisma_V+	Sisma_V-
			sx	dx	sx	dx						sx	dx					
SLE_frequente_1	1	1	1	0	1	0	1	0.75	0.4	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SLE_frequente_2	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_frequente_3	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SLE_frequente_4	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_frequente_5	1	1	1	0	1	0	1	0.75	0.4	0	0	0.75	0	0.5	0	0	0	0
SLE_frequente_6	1	1	1	1	1	1	1	0.75	0.4	0	0	0.75	0.75	0.5	0	0	0	0

9.1.4 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio - Quasi Permanenti

COMBINAZIONI	Peso proprio	Sovraccarico permanente	AZIONI															
			Spinta terre		Spinta sovracc perm		Ritiro	Carico mobile tandem	Carico mobile distribuito	Centrifuga	Frenatura	Spinta carico mobile		Termica	Sisma_H sx	Sisma_Hdx	Sisma_V+	Sisma_V-
			sx	dx	sx	dx						sx	dx					
SLE_q_perm_1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SLE_q_perm_2	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0

9.1.5 Combinazioni sismiche

COMBINAZIONI	Peso proprio	Sovraccarico permanente	AZIONI															
			Spinta terre		Spinta sovracc perm		Ritiro	Carico mobile tandem	Carico mobile distribuito	Centrifuga	Frenatura	Spinta carico mobile		Termica	Sisma_H sx	Sisma_Hdx	Sisma_V+	Sisma_V-
			sx	dx	sx	dx						sx	dx					
SLV01	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0	1	0
SLV02	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0	0	1
SLV03	1	1	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	1	0
SLV04	1	1	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	1
SLV05	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0	1	0
SLV06	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0	0	1
SLV07	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	1	0
SLV08	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	1

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

10 MODELLO DI CALCOLO

10.1 Definizione del modello di calcolo

Per il portale ferroviario è stato predisposto un modello di calcolo piano agli elementi finiti relativo ad una striscia di larghezza unitaria.

La modellazione è stata realizzata mediante il software SAP2000 v.21.2.0 (Computers & Structures, Inc.).

Gli elementi del portale sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam”.

È stato inserito nel modello anche il sistema di fondazione del portale, costituito da una zattera di fondazione su micropali, modellati anch’essi tramite elementi di tipo “beam”, con un vincolo di carrello alla base. Ipotizzando per il terreno di fondazione un comportamento alla Winkler, a tali elementi sono state inoltre assegnate delle molle laterali uniformemente distribuite con rigidità pari alla costante di Winkler orizzontale, assunta pari a 18750 kN/m³.

Il sistema di riferimento adottato è di tipo cartesiano ortogonale destro, con l’asse X allineato secondo la direzione trasversale del manufatto, l’asse Y in direzione longitudinale e l’asse verticale Z orientato positivo verso l’alto.

Si riportano di seguito alcune viste del modello, con individuazione dei nodi e degli elementi.

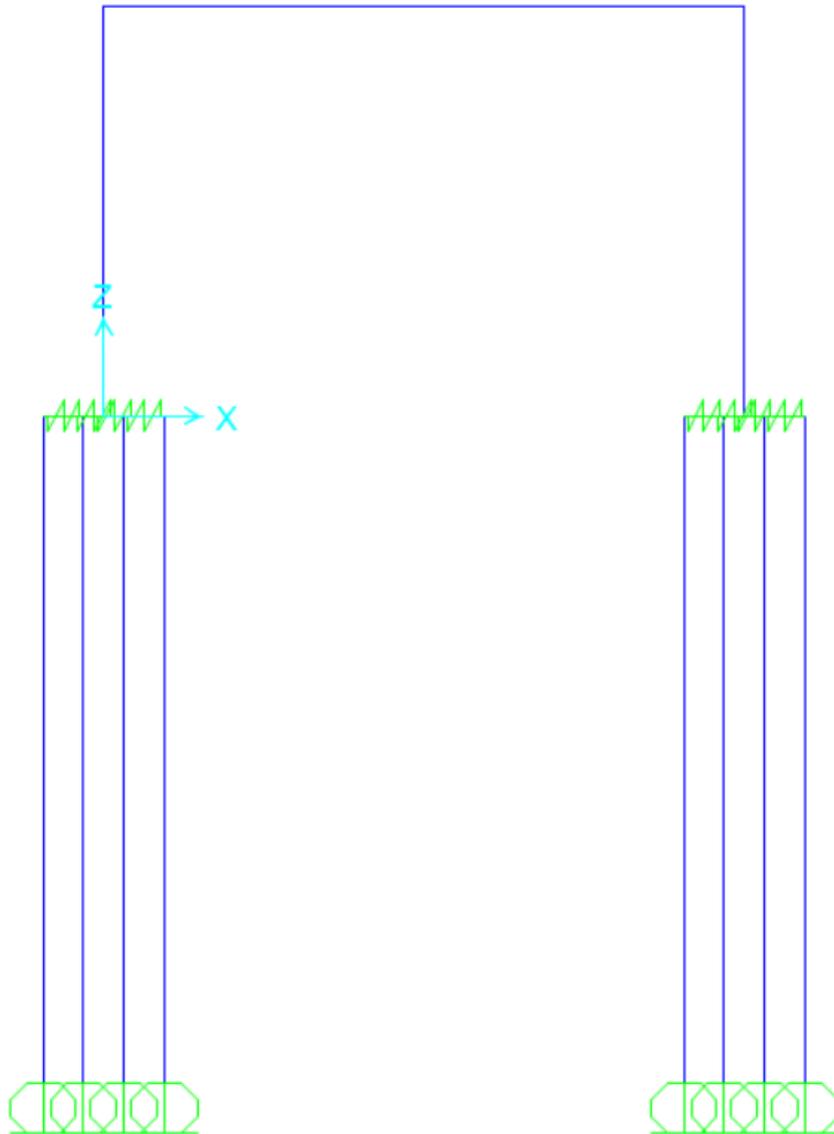


Figura 10-1: Modello di calcolo agli elementi finiti - vista sul piano XZ

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

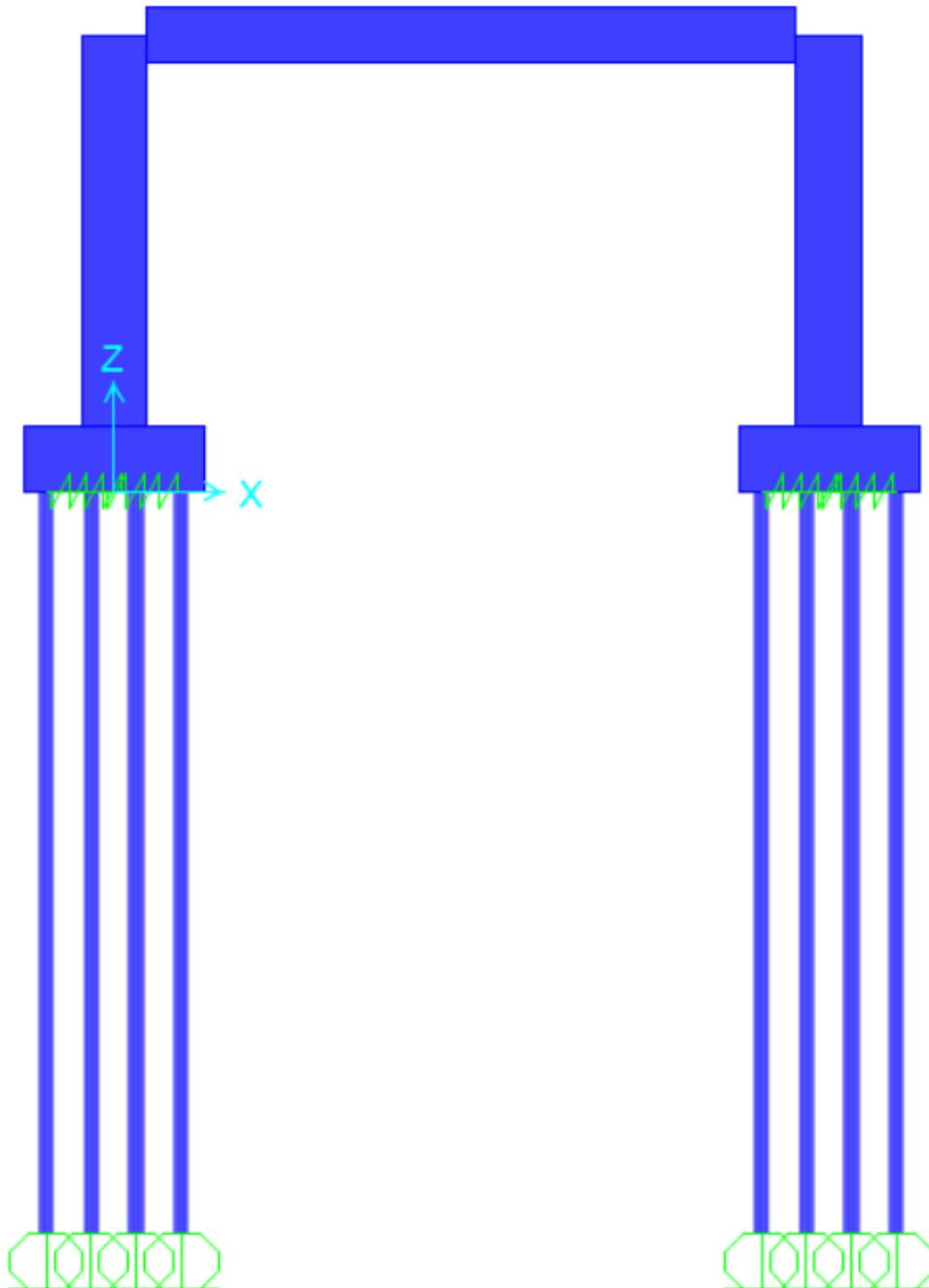


Figura 10-2: Modello di calcolo agli elementi finiti - vista estrusa sul piano XZ

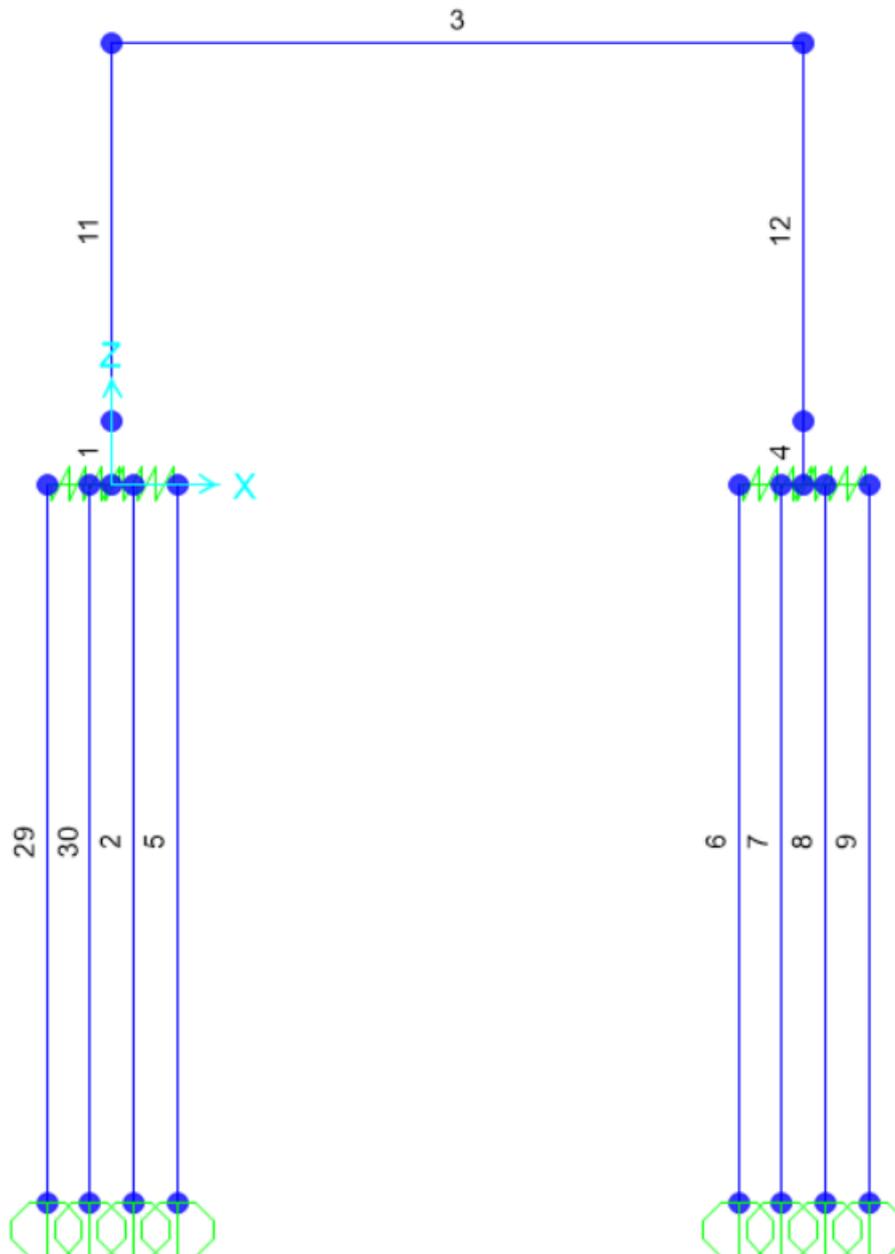


Figura 10-3: Numerazione degli elementi strutturali tipo beam

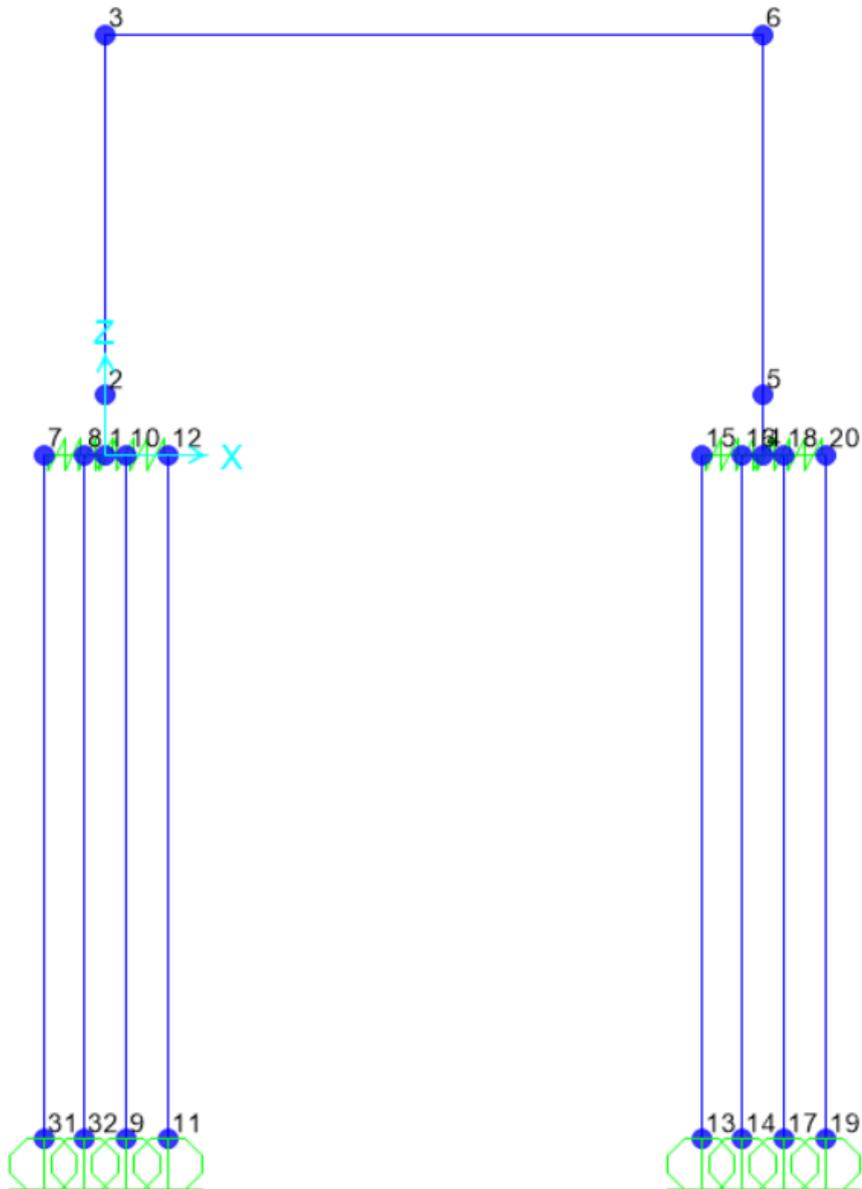
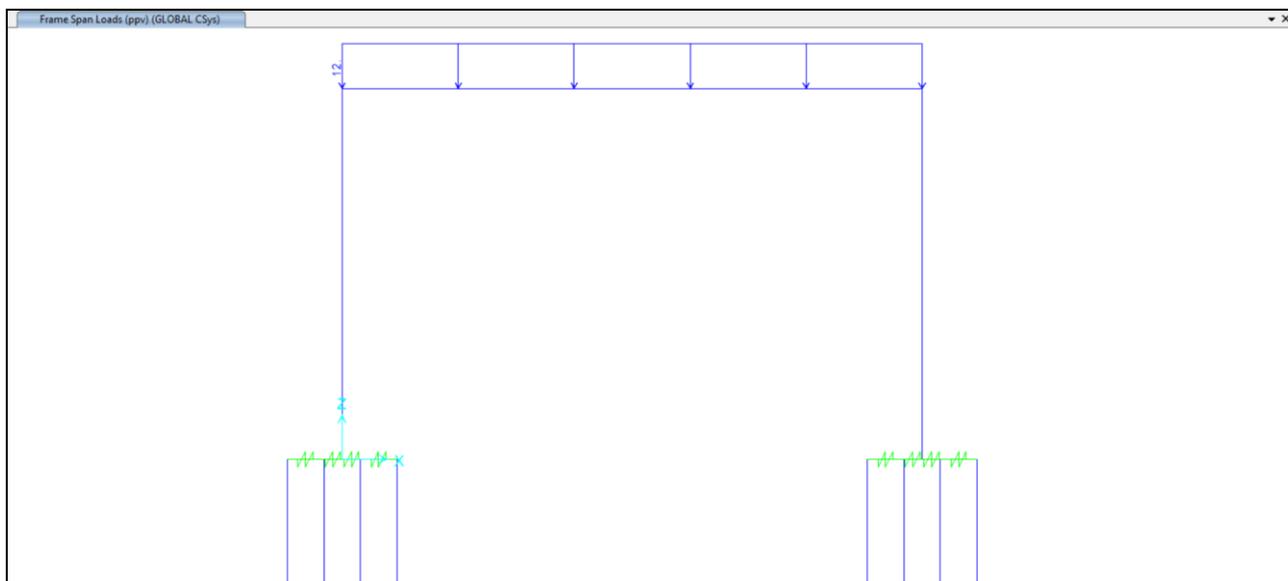


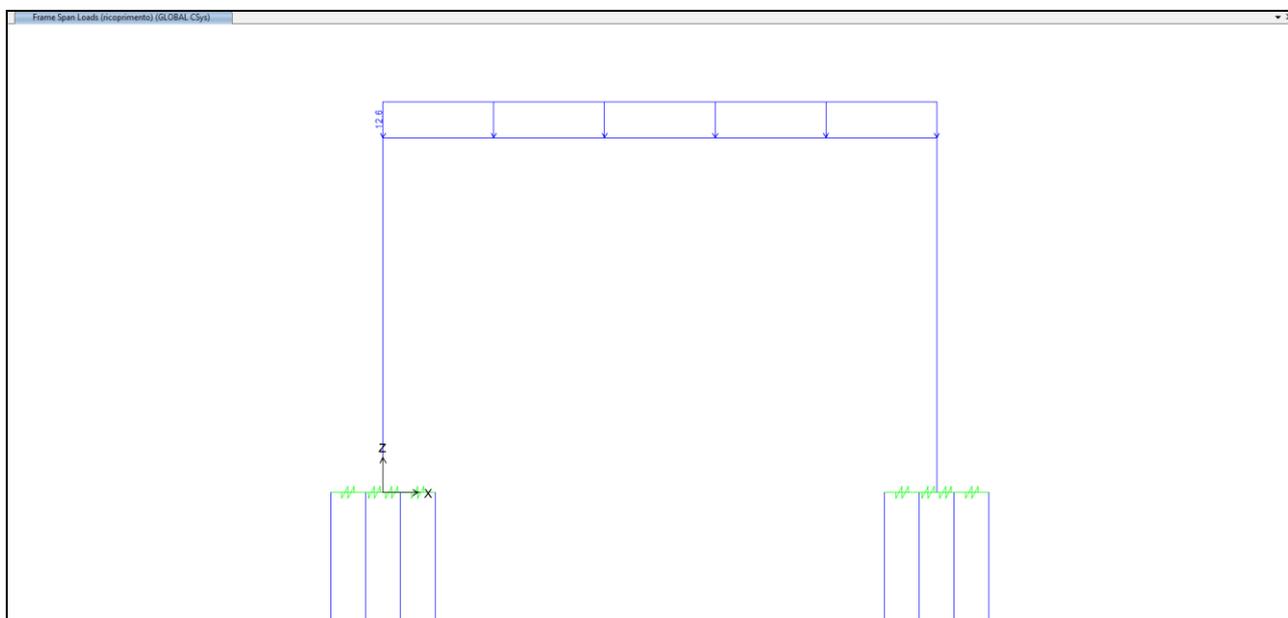
Figura 10-4: Numerazione dei nodi del modello

10.2 Applicazione dei carichi

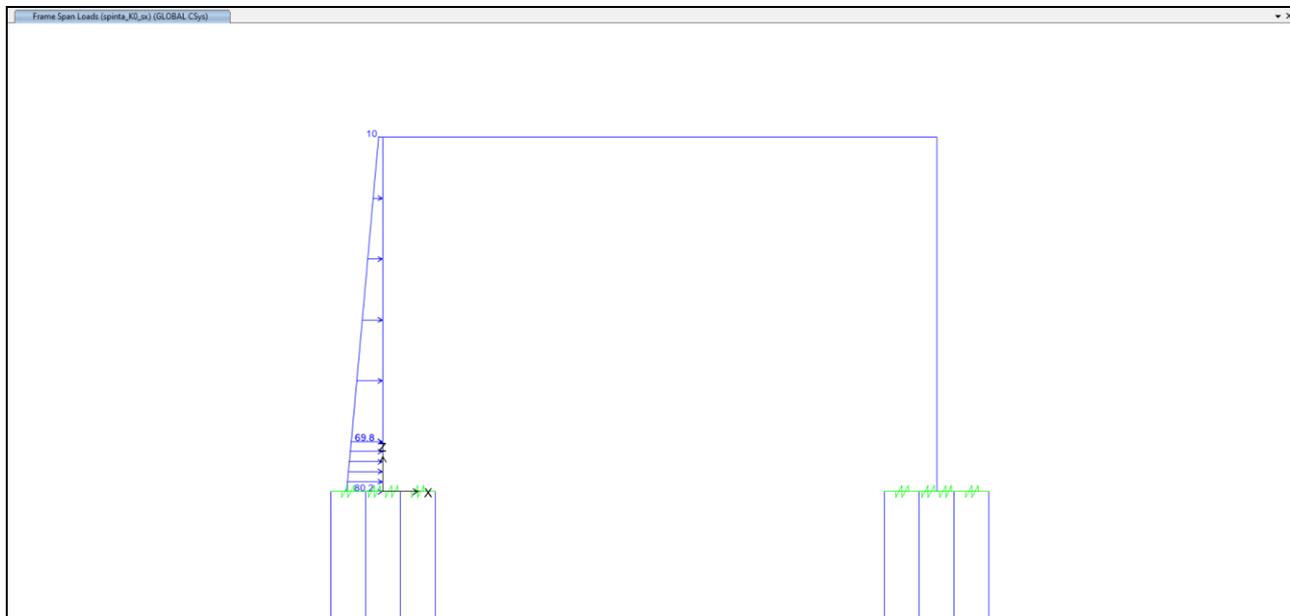
10.2.1 Carichi permanenti dovuti al peso della pavimentazione stradale



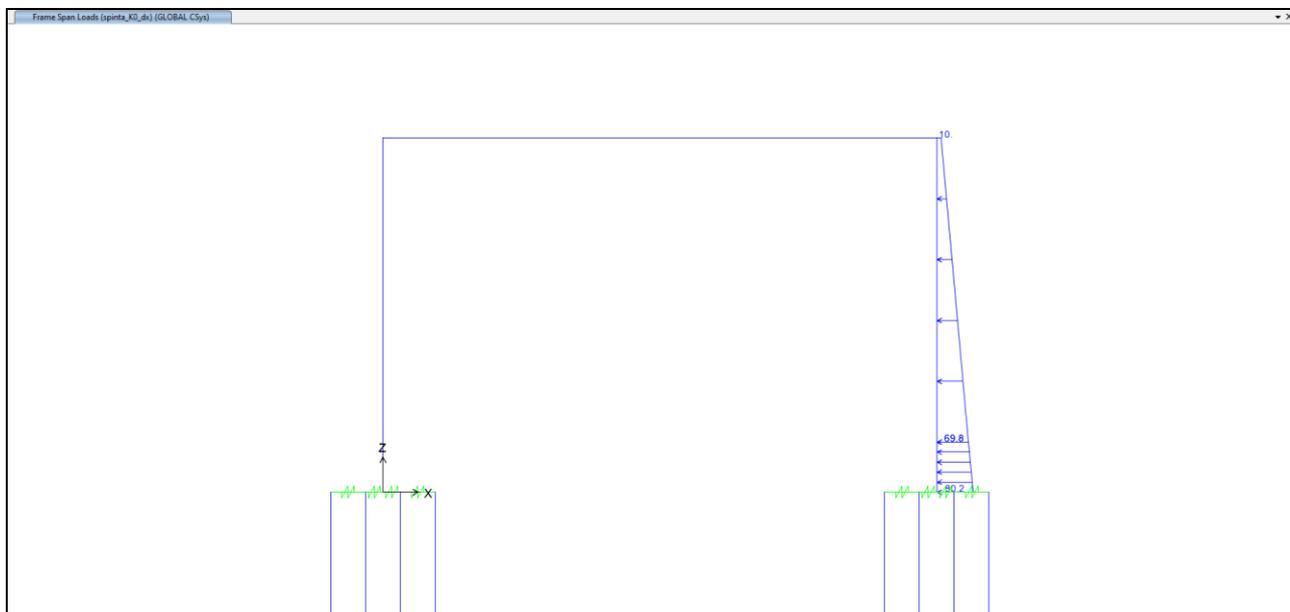
10.2.2 Carichi permanenti dovuti al peso del terreno di ricoprimento



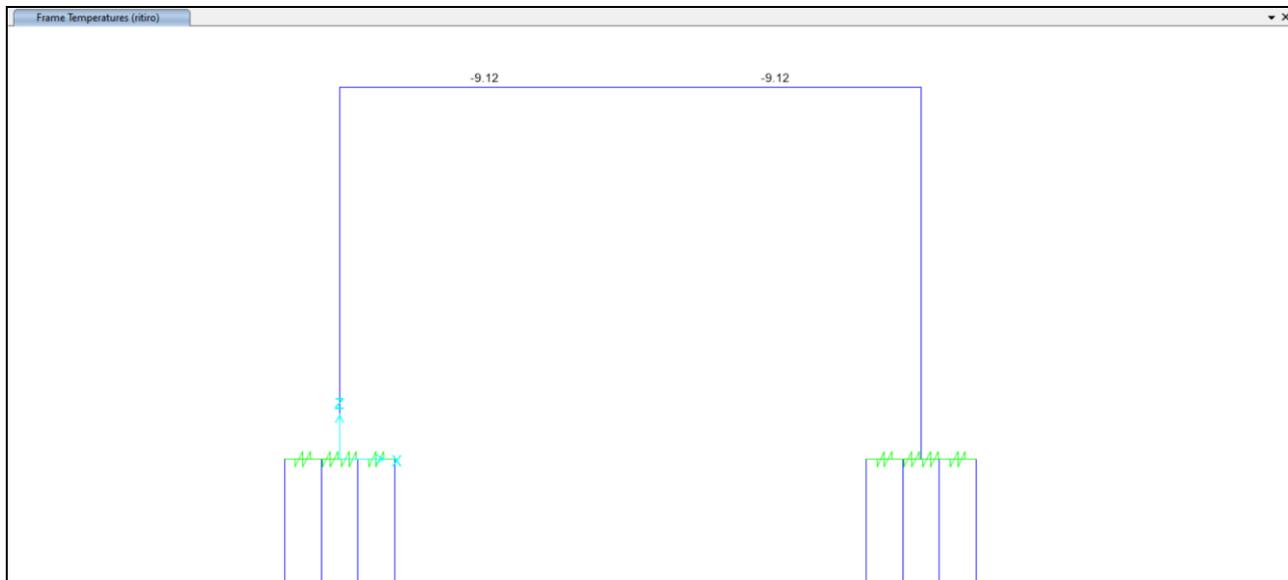
10.2.3 Spinta del terreno sul ritto sinistro + sovraspinta dovuta ai carichi permanenti



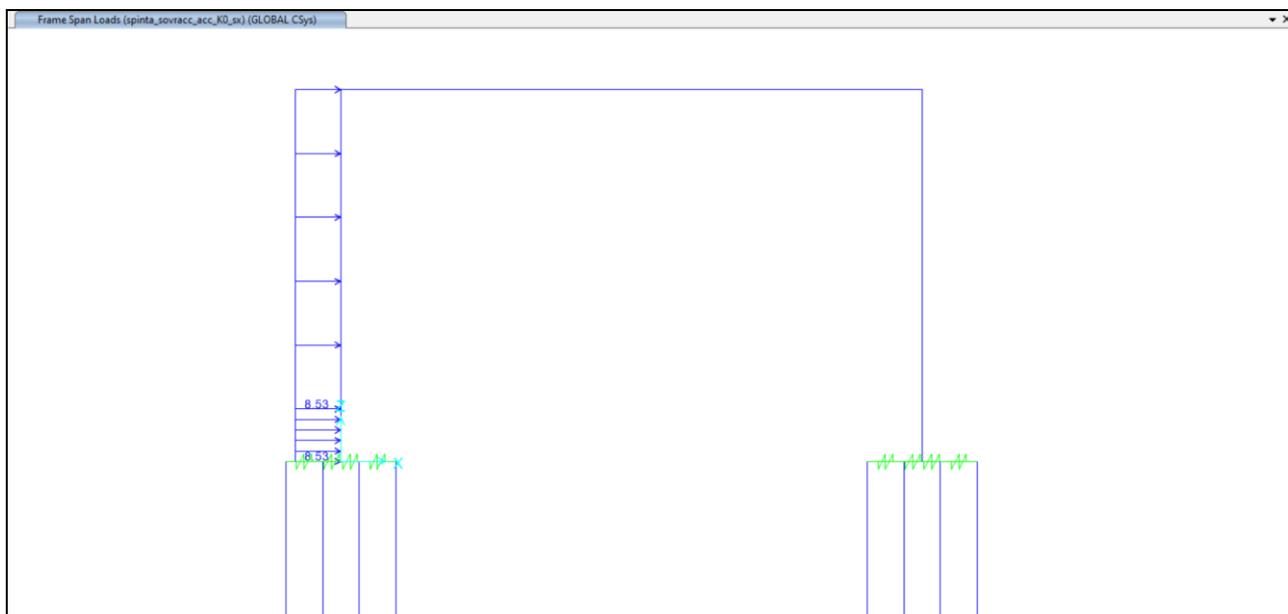
10.2.4 Spinta del terreno sul ritto destro + sovraspinta dovuta ai carichi permanenti



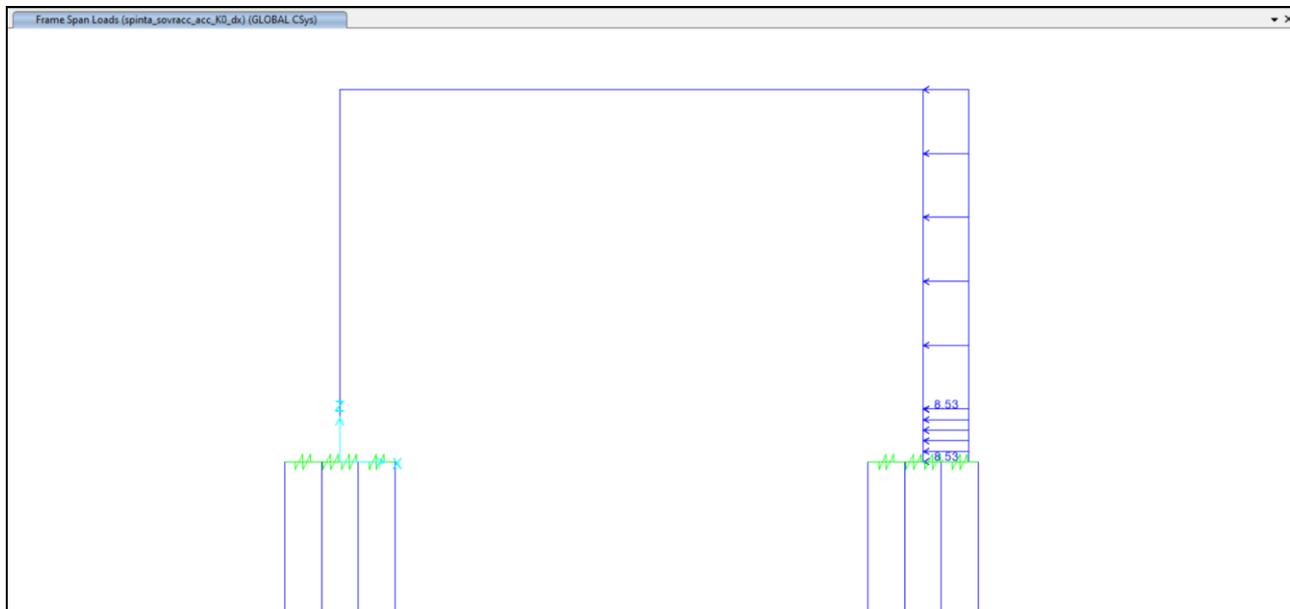
10.2.5 Azione del ritiro sulla soletta superiore



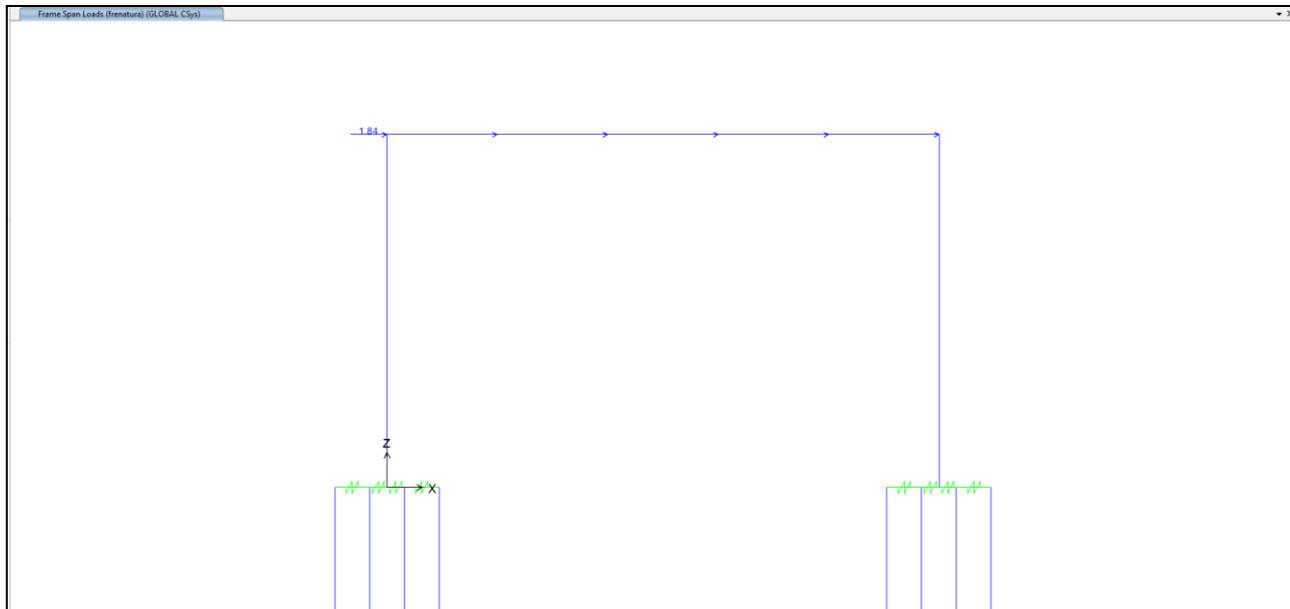
10.2.6 Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto sinistro



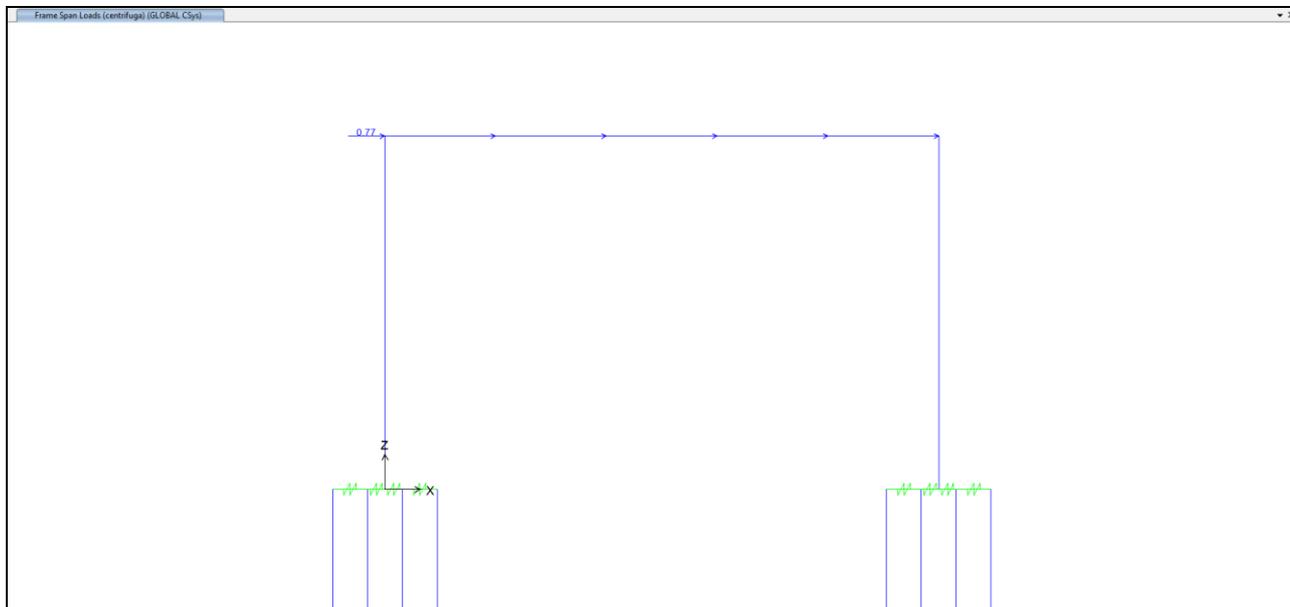
10.2.7 Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto destro



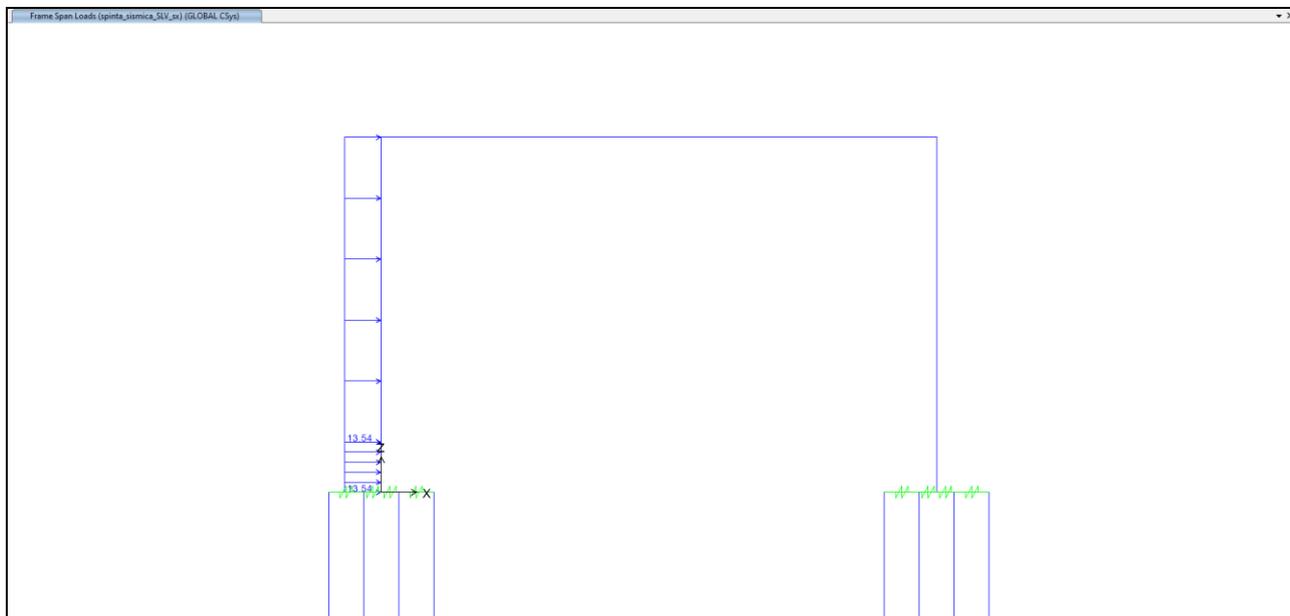
10.2.8 Azione orizzontale della frenatura sulla soletta superiore



10.2.9 Azione orizzontale della forza centrifuga sulla soletta superiore

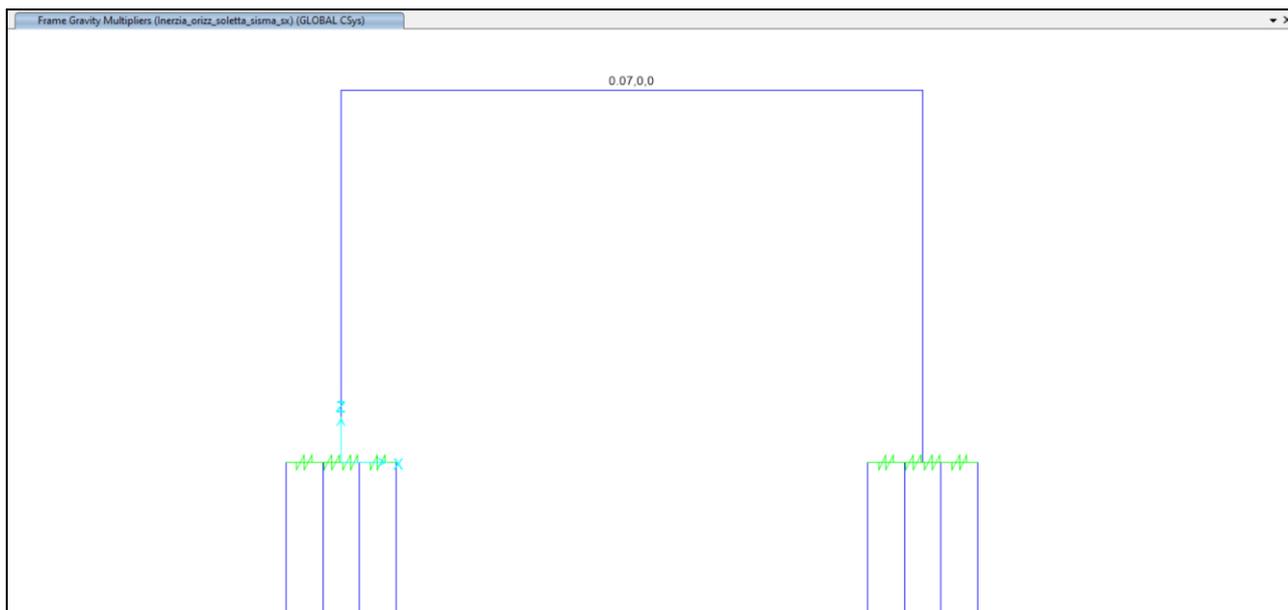


10.2.10 Sovrappinta dinamica del terreno sul ritto sinistro (sisma +X)

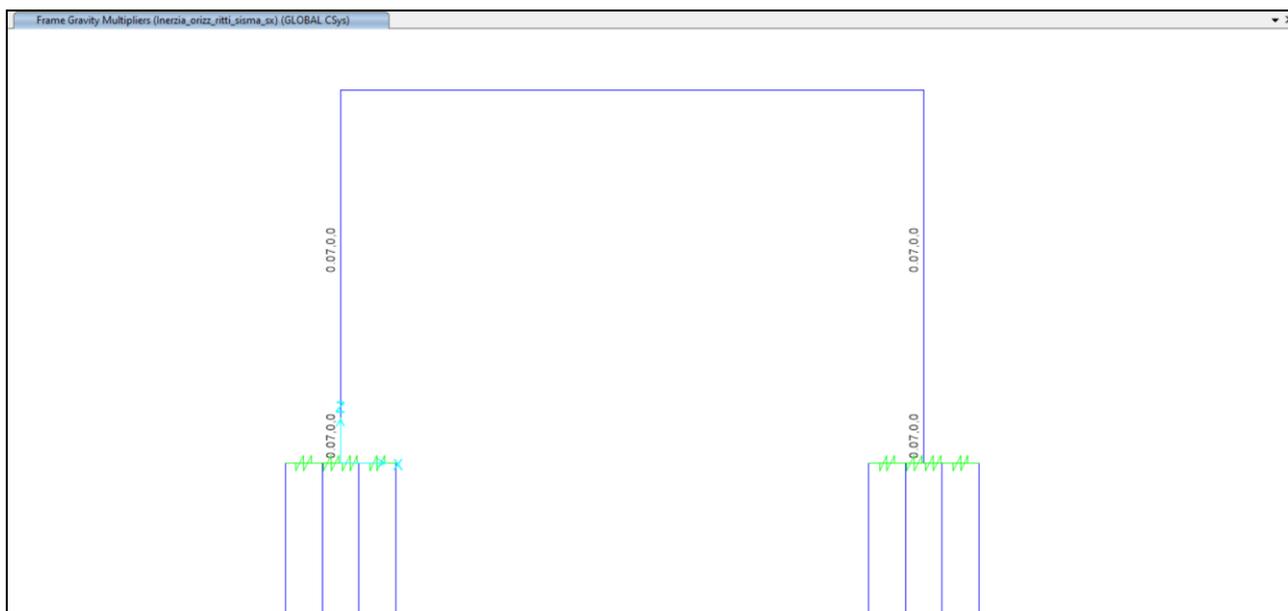


10.2.11 Azione inerziale orizzontale della soletta (sisma +X)

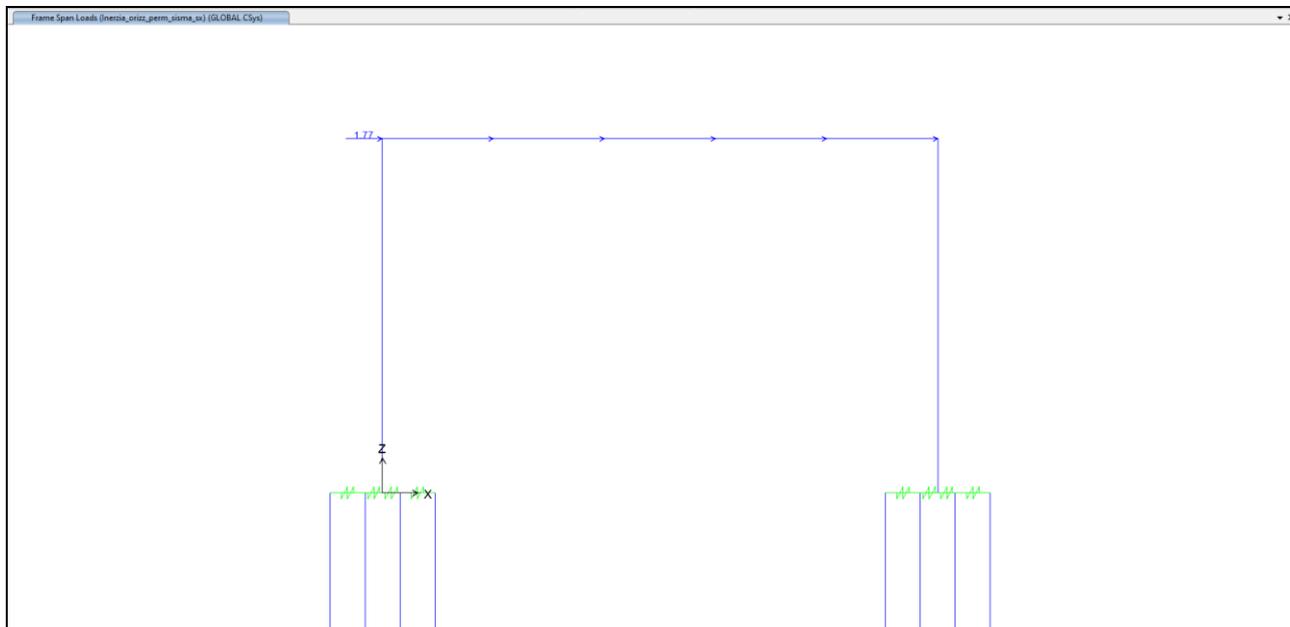
L'azione inerziale è stata applicata agli elementi del modello attraverso l'uso dei Gravity Multipliers. Nel caso dell'inerzia orizzontale, è stato inserito un Gravity Multipliers in direzione X pari a $k_h = \pm 0.072$, a seconda del verso dell'azione sismica.



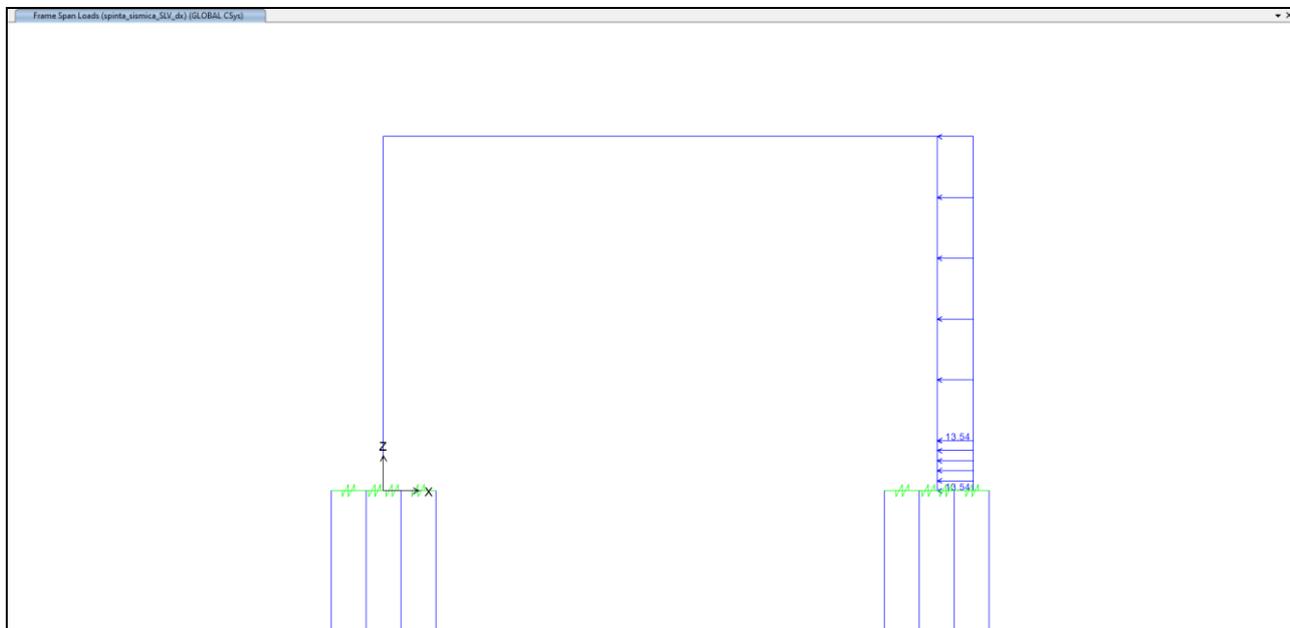
10.2.12 Azione inerziale orizzontale sui ritri (sisma +X)



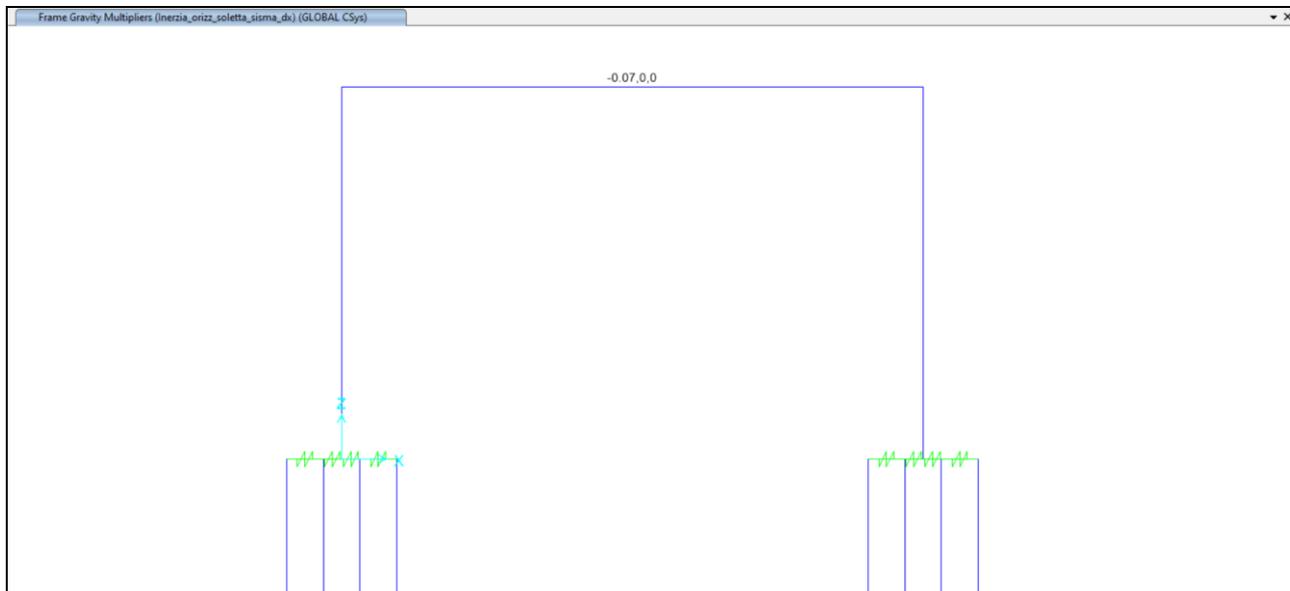
10.2.13 Azione inerziale orizzontale dei carichi permanenti portati (sisma +X)



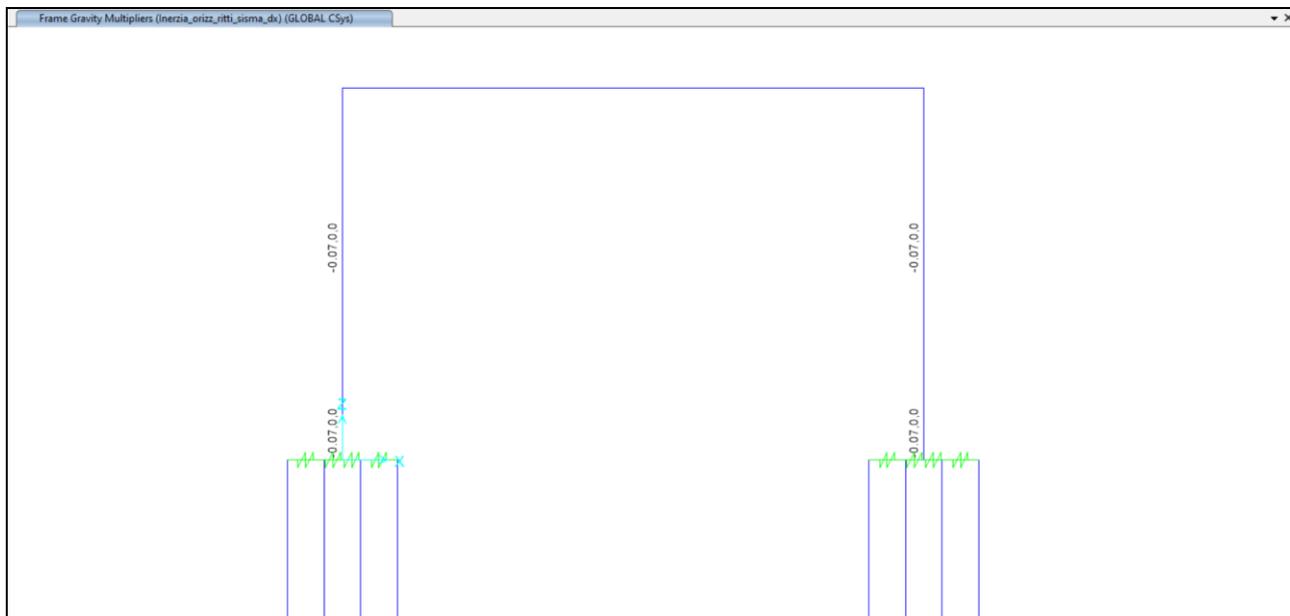
10.2.14 Sovraspinta dinamica del terreno sul ritto destro (sisma -X)



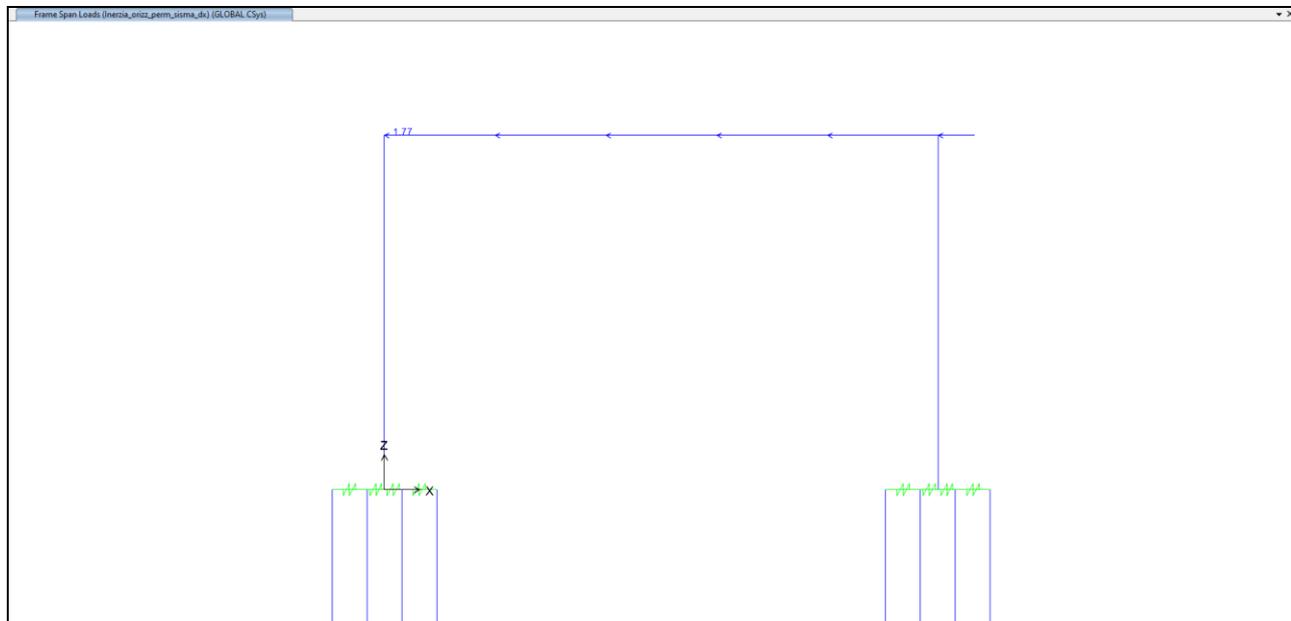
10.2.15 Azione inerziale orizzontale della soletta (sisma -X)



10.2.16 Azione inerziale orizzontale sui ritri (sisma -X)

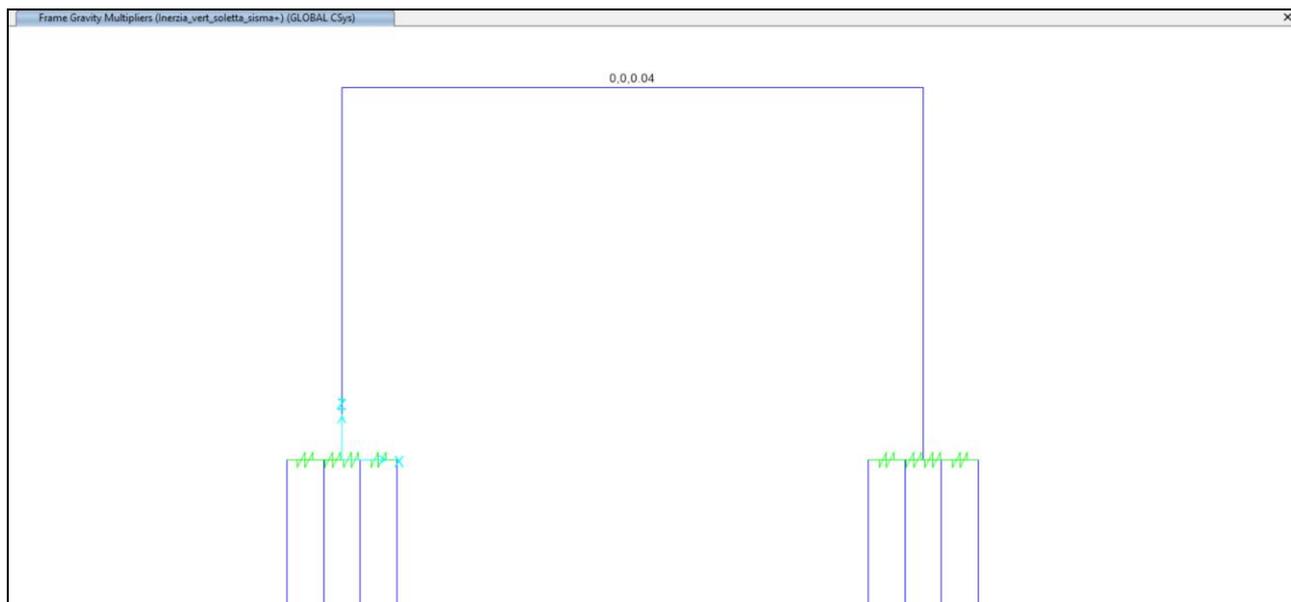


10.2.17 Azione inerziale orizzontale dei carichi permanenti portati (sisma -X)

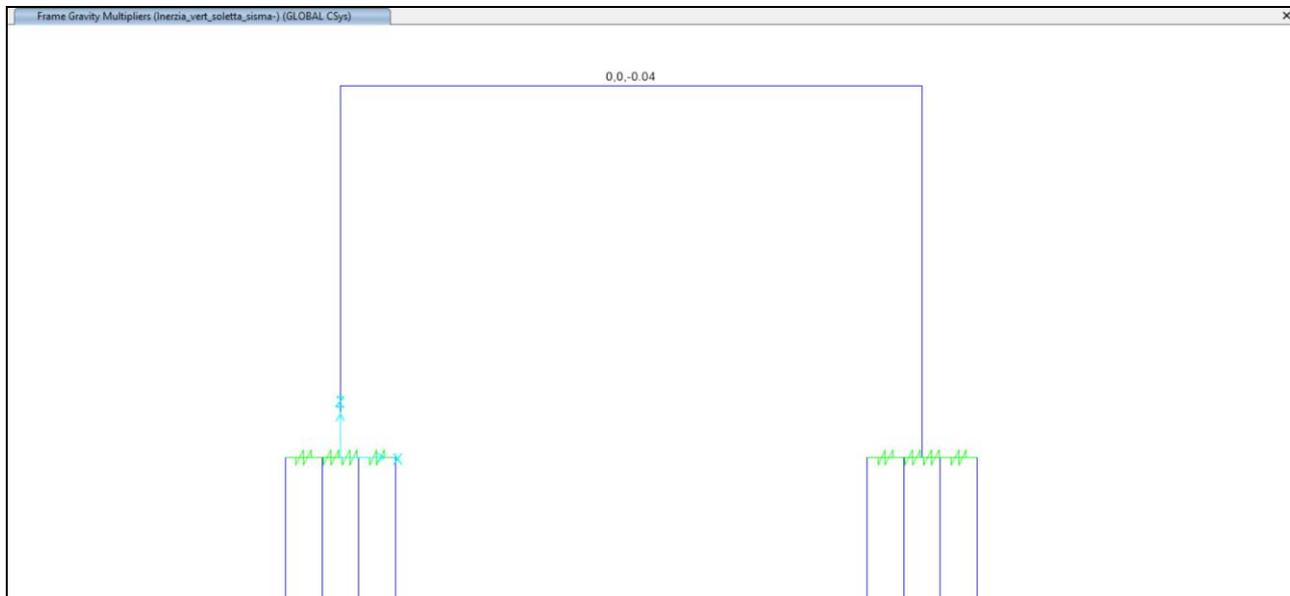


10.2.18 Azione inerziale verticale della soletta (sisma +Z)

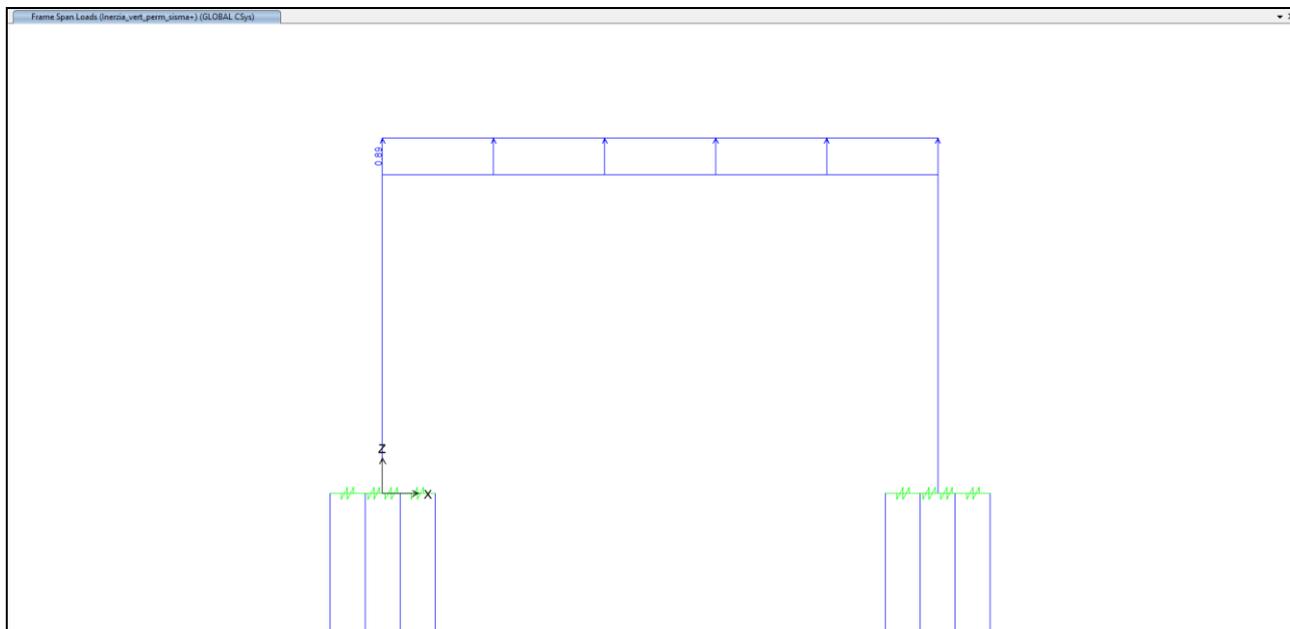
L'azione inerziale è stata applicata agli elementi del modello attraverso tramite l'uso dei Gravity Multipliers. Nel caso dell'inerzia verticale, è stato inserito un Gravity Multipliers in direzione Z pari a $k_v = \pm 0.036$, a seconda del verso dell'azione sismica.



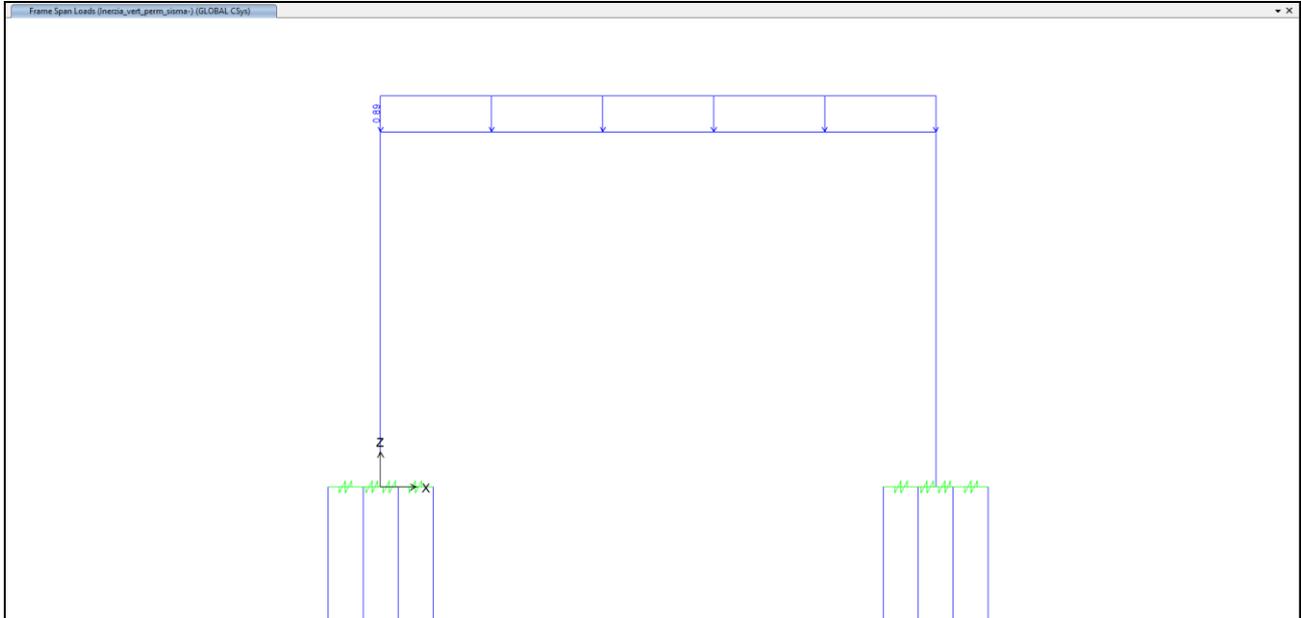
10.2.19 Azione inerziale verticale della soletta (sisma -Z)



10.2.20 Azione inerziale verticale dei carichi permanenti portati (sisma +Z)



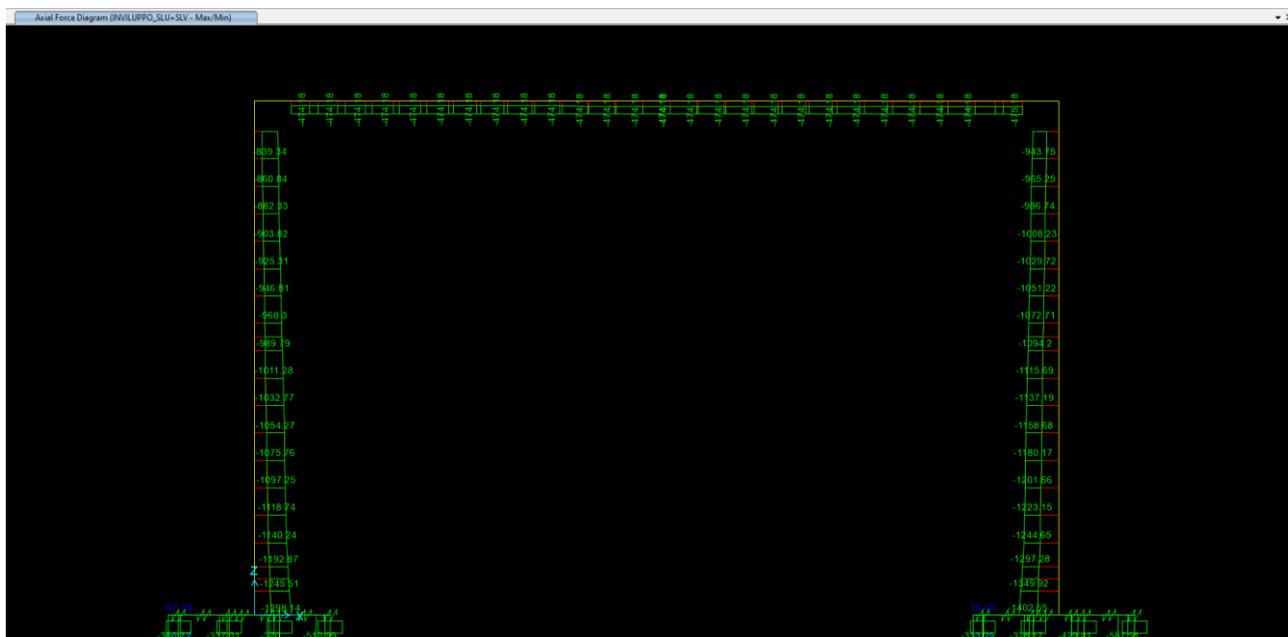
10.2.21 Azione inerziale verticale dei carichi permanenti portati (sisma -Z)



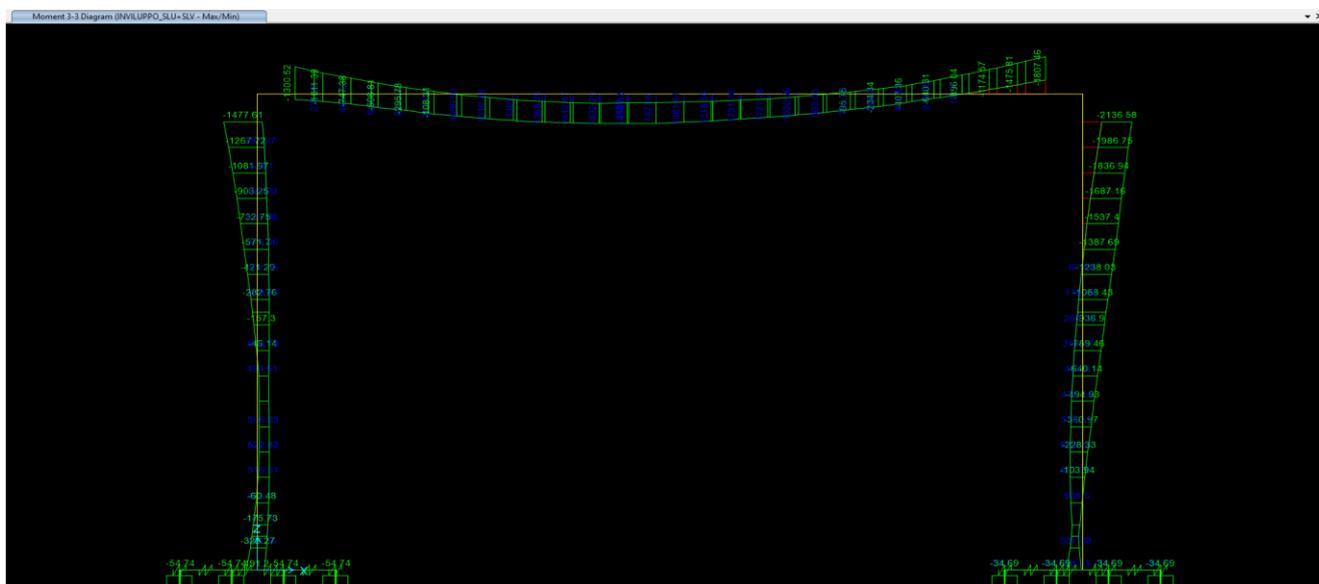
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI - PORTALE FERROVIARIO

Di seguito sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni riferite alla combinazione involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo statiche (STR) e sismiche (SISMA).

11.1 Diagramma dell'azione assiale



11.1 Diagramma del momento flettente



Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

12 SOLETTA SUPERIORE - VERIFICA STRUTTURALE

La soletta di copertura è realizzata con travi prefabbricate a “T” e completata con un getto di cemento armato in opera per realizzare la sezione finale. Si è considerata una sezione totalmente in c32/40, trascurando a favore di sicurezza la superiore resistenza del calcestruzzo prefabbricato delle travi.

Per tenere in considerazione la fase del getto di completamento della soletta di copertura quando la trave prefabbricata non è ancora vincolata al resto della struttura si è valutato il Δ tra il momento in mezzzeria (momento positivo max) determinato dal modello al SAP (incastrato) e il momento nel caso di trave semplicemente appoggiata per il carico da peso proprio. Il valore risultante è stato sommato alle sollecitazioni del modello per le diverse combinazioni, avendo cura di moltiplicarlo per $\gamma_G = 1.35$ per le combinazioni a stato limite ultimo.

Sezione in mezzzeria

M_{DEAD}	604.41 kNm/m	Trave semplicemente appoggiata
M_{DEAD}	332.28 kNm/m	Modello SAP (soletta incastrata alle estremità)
ΔM_{DEAD}	272.13 kNm/m	

Inoltre, nella sezione della soletta a filo ritto, oltre a momenti negativi, si possono verificare anche momenti positivi (che tendono le fibre inferiori). In tal caso il momento negativo dovuto al peso proprio determinato dal modello al SAP (incastrato) va ridurre il momento positivo, che risulta sottostimato rispetto al valore reale: occorre dunque incrementare il momento positivo che si legge nel modello con il momento negativo (in valore assoluto) dovuto al peso proprio letto sempre nel modello, e pari a $M_{DEAD} = -247$ kNm/m.

12.1 Sezioni di verifica ed armatura di calcolo

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza pari a 110 cm.

Le sezioni di verifica sono riportate nella figura seguente.

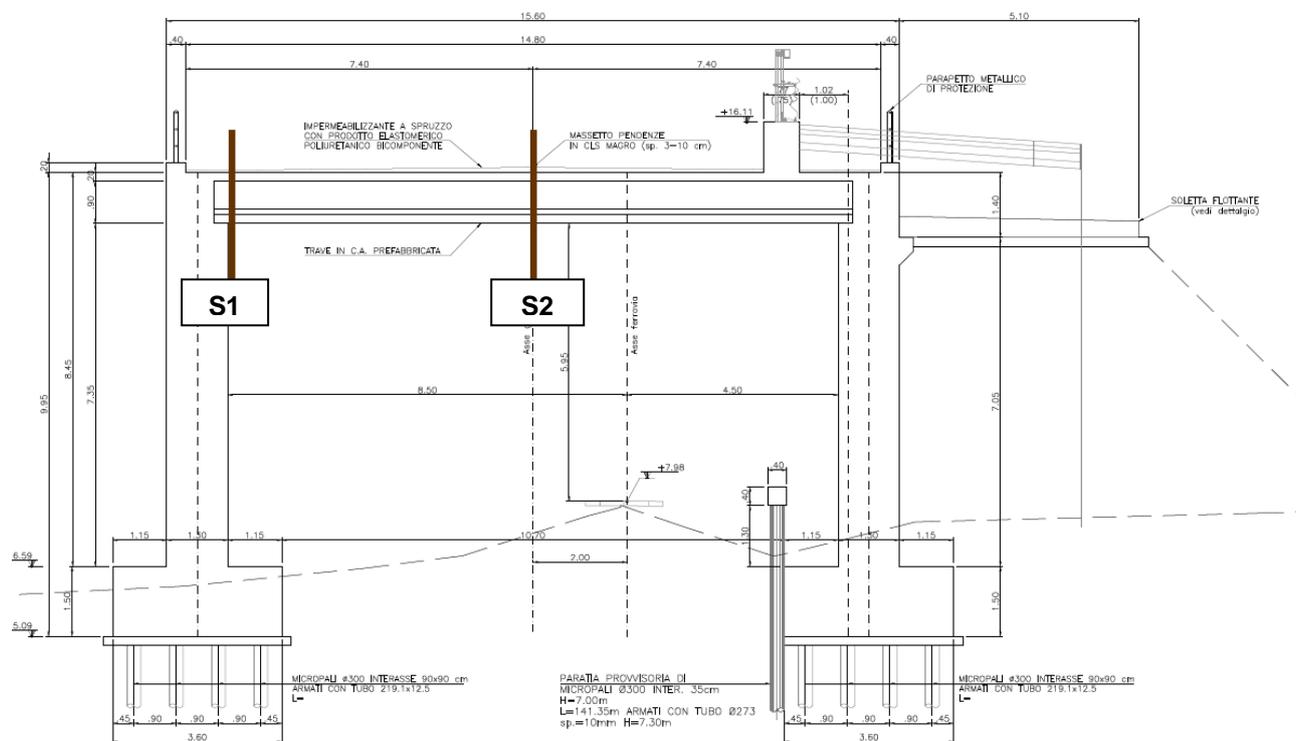


Figura 12-1: Sezioni di verifica

Nella tabella seguente si riportano le armature di calcolo assunte per ogni sezione e i momenti sollecitanti. Per la verifica nella sezione S1 a momento positivo, si considera come armatura tesa inferiore i soli ferri posizionati nel getto di completamento della soletta al di sopra delle ali inferiori della trave prefabbricata a T.

Sezione	Posizione	M _{max} (INV_SLU+SLV) [kNm/m]	Armatura superiore	Armatura inferiore
S1	A filo ritto (M-)	-1807.5	φ26 /20 + φ26 /20 + φ20 /20	4+4 φ 26*
S1	A filo ritto (M+)	612.5	φ26 /20 + φ26 /20 + φ20 /20	φ26 /20
S2	Mezzeria (M+ max)	1806.4	φ26 /20+ φ20 /20	8+6 φ 26*

* armatura posizionata nella trave prefabbricata

Tabella 12-1: Sezioni di verifica - Momenti sollecitanti ed armatura di calcolo

12.2 Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione

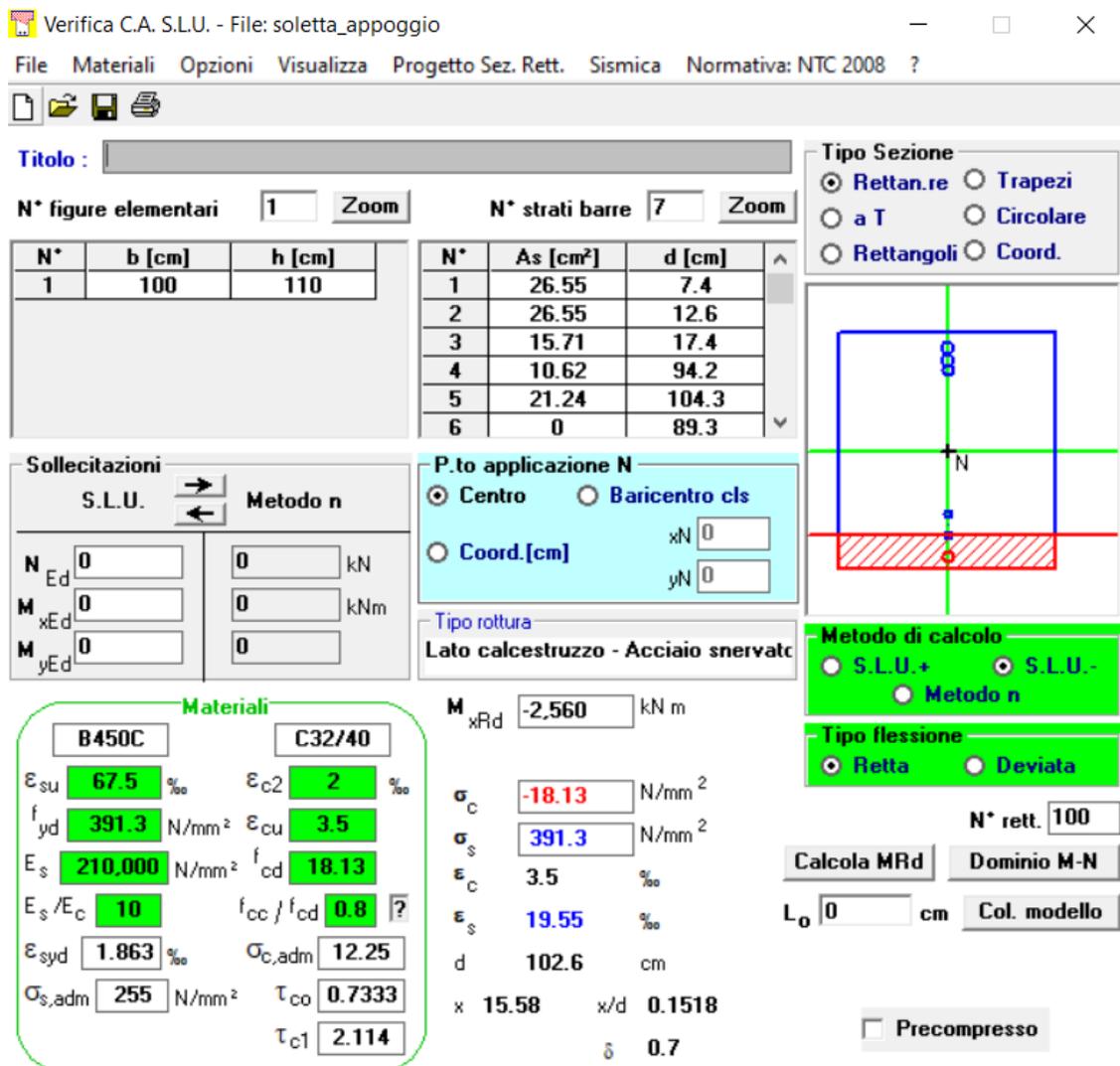
Le verifiche vengono svolte trascurando il contributo positivo dello sforzo normale di compressione.

Per lo svolgimento delle verifiche è stato utilizzato il software Vcaslu.

12.2.1 Verifica a filo ritto (Momento negativo) – Sezione S1

La combinazione maggiormente gravosa è risultata essere la combinazione statica.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -1807.5 \text{ kNm/m}$.



Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 7 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	26.55	7.4
			2	26.55	12.6
			3	15.71	17.4
			4	10.62	94.2
			5	21.24	104.3
			6	0	89.3

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 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		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210,000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} -2,560 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 19.55 ‰
d 102.6 cm
x 15.58 x/d 0.1518
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{rd} = -2560 \text{ kNm/m}$.

Essendo $M_{rd}/M_{sd} = 1.42 > 1$, la verifica risulta soddisfatta.

12.2.2 Verifica a filo retto (Momento positivo) – Sezione S1

La combinazione maggiormente gravosa è risultata essere la combinazione statica.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 612.5 \text{ kNm/m}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta_appoggio_M+

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7.4
2	26.55	12.6
3	15.71	17.4
4	26.55	83.7

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.81 ‰
d 83.7 cm
x 10.35 x/d 0.1236
 δ 0.7

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

Il momento resistente della sezione vale $M_{rd} = 923.1 \text{ kNm/m}$.

Essendo $M_{rd}/M_{sd} = 1.51 > 1$, la verifica risulta soddisfatta.

12.2.3 Verifica in mezzeria (Momento positivo max) – Sezione S2

La combinazione maggiormente gravosa è risultata essere la combinazione statica.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1806.4 \text{ kNm/m}$.

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 7 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	26.55	7.4
			2	0	12.6
			3	15.71	17.4
			4	10.62	94.2
			5	42.47	104.3
			6	10.62	89.3

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210,000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 2,680 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.38 ‰
 d 104.3 cm
 x 14.67 x/d 0.1407
 δ 0.7

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente della sezione vale $M_{rd} = 2680 \text{ kNm/m}$.

Essendo $M_{rd}/M_{sd} = 1.48 > 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

12.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio

La verifica a taglio verrà eseguita, a favore di sicurezza, senza tener conto dell'effetto positivo dell'azione normale di compressione.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{s,d} = 830.6 \text{ kN/m}$ e si ha in corrispondenza della sezione a filo ritto (S1).

Viene dapprima eseguita una verifica a taglio per elemento non armato a taglio, considerando l'intera sezione della soletta (trave prefabbricata + getto di completamento).

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1100
altezza utile sezione	d	[mm]	1026
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	6880
rapporto geometrico di armatura longitudinale (<0.02)	ρ_l		0.007
	k		1.442
	v_{\min}	[MPa]	0.343
tensione media di compressione nella sezione (<0.2 f_{cd})	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	32.0
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	493
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	830.6

non verificato

Poiché la verifica non è soddisfatta, si decide di inserire nella trave prefabbricata staffe $\phi 14/20$ a 2 bracci.

La verifica per elementi dotati di armature resistenti a taglio viene svolta considerando la sola sezione della trave prefabbricata, considerando in questo caso il contributo del calcestruzzo di resistenza maggiore.

Le prescrizioni da rispettare per la scelta delle armature trasversali resistenti a taglio per le travi sono:

- $A_{staffe} \geq 1.5 b \text{ mm}^2/\text{m} = 1.5 \times 300 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$;
- Minimo 3 staffe metro $\Rightarrow s \leq 33.3 \text{ cm}$
- $s \leq 0.8 d = 0.8 \times d = 69.6 \text{ cm}$

Con le staffe scelte, le prescrizioni risultano soddisfatte.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	900
altezza utile sezione	d	[mm]	857
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.00
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	14
interasse armature trasversali	s	[mm]	200
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	308
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1162
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2411
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1162
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	830

verificato

La verifica risulta soddisfatta, con rapporto $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.40 > 1$.

12.1 Verifica allo Stato Limite di fessurazione

Per la verifica di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive per le parti d'opera contro terra, condizioni ambientali ordinarie per le altre parti d'opera ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

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

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile 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	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

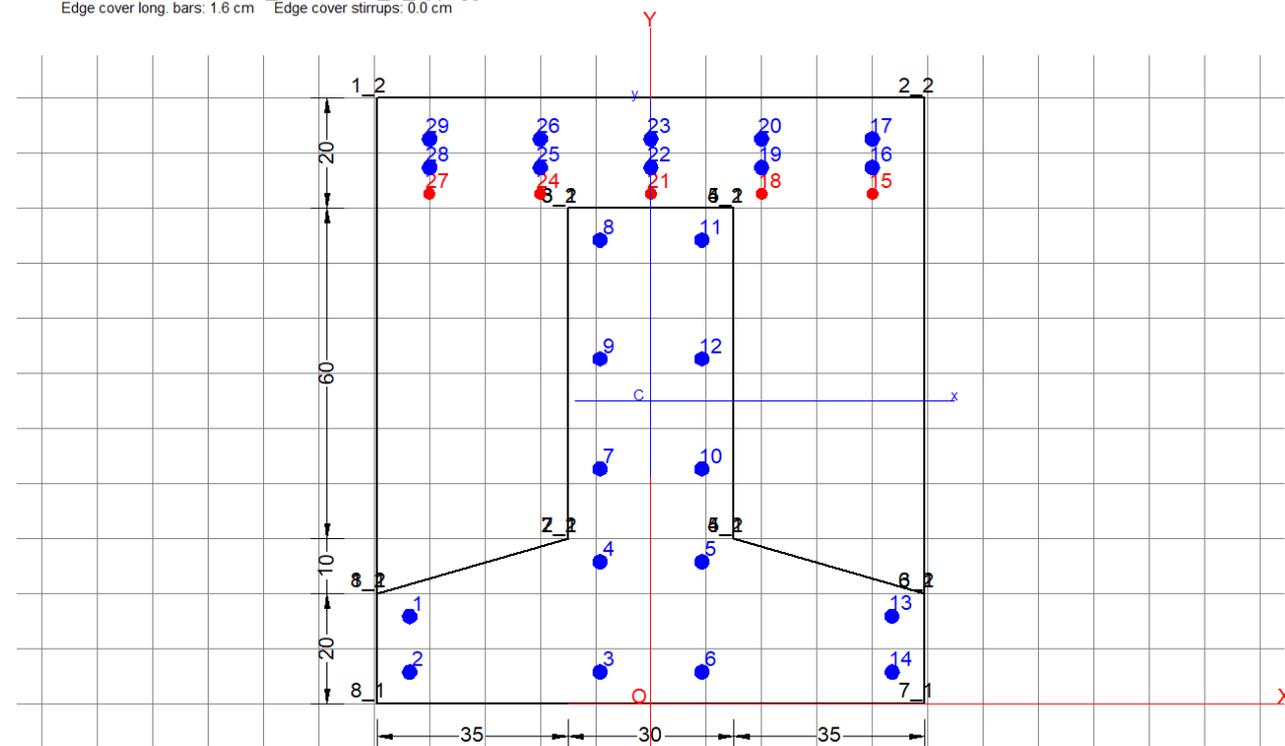
- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$;
- $w_3 = 0.4 \text{ mm}$.

Per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il software RC-SEC.

12.1.1 Verifica a filo retto – Sezione S1

In tal caso, essendo la sezione sollecitata prevalentemente a momento negativo (fibre superiori), la verifica viene eseguita in condizioni ambientali aggressive.

Section name: TRAVE_GALLERIA_A_appoggio.secEC
 Edge cover long. bars: 1.6 cm Edge cover stirrups: 0.0 cm



Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: TRAVE_GALLERIA_A_appoggio.secEC

(File path: \\SERVER-NEW\Scambio Breng\BR21_01_PE_ANAS_SS291_CA29\WIP\Calcoli\Galleria_AIRCSec\TRAVE_GALLERIA_A_appoggio.secEC)

Section description:

Section type: Beam
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C40/50	
	Design compressive strength fcd:	22.7	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	35220.5	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.5	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0	daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm
CONCRETE -	Class:	C32/40	
	Design compressive strength fcd:	18.1	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0	daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa

GEOMETRIC DATA OF REGIONS IN CONCRETE SECTION

REGION N. 1

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C40/50

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-49.5	20.0
2	-15.0	30.0
3	-15.0	90.0

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

4	15.0	90.0
5	15.0	30.0
6	49.5	20.0
7	49.5	0.0
8	-49.5	0.0

REGION N. 2

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-49.5	110.0
2	49.5	110.0
3	49.5	20.0
4	15.0	30.0
5	15.0	90.0
6	-15.0	90.0
7	-15.0	30.0
8	-49.5	20.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.6	15.8	26
2	-43.6	5.7	26
3	-9.2	5.7	26
4	-9.2	25.7	26
5	9.2	25.7	26
6	9.2	5.7	26
7	-9.2	42.6	26
8	-9.2	84.2	26
9	-9.2	62.6	26
10	9.2	42.6	26
11	9.2	84.2	26
12	9.2	62.6	26
13	43.5	15.8	26
14	43.6	5.7	26
15	40.0	92.6	20
16	40.0	97.4	26
17	40.0	102.6	26
18	20.0	92.6	20
19	20.0	97.4	26
20	20.0	102.6	26
21	0.0	92.6	20
22	0.0	97.4	26
23	0.0	102.6	26
24	-20.0	92.6	20
25	-20.0	97.4	26
26	-20.0	102.6	26
27	-40.0	92.6	20
28	-40.0	97.4	26
29	-40.0	102.6	26

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N. N Mx My

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

1 0.00 -1203.00 (-935.86) 0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-926.70 (-935.86)	0.00 (0.00)

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}

Check Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) within the effective tension area, assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the effective tension area, assessed in cracked section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = $(e1 + e2)/(2 * e1)$ [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00104	0	0.837	24.3	0.00057 (0.00056)	353	0.200 (0.30)	-935.86	0.00

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00080	0	0.837	24.3	0.00048 (0.00043)	353	0.168 (0.20)	-935.86	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination

Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination

Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)

k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]

kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]

Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]

Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack

Sc = Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]

k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)

Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking

As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region

As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Flange)	0.65	0.50	1005	---	---	---	-140.84	21.2	3.2
1	Frequent	2 (Flange)	0.65	0.73	4291	---	---	---	-1049.48	68.8	17.1
1	Quasi-perm.	1 (Flange)	0.65	0.50	1005	---	---	---	-108.49	21.2	3.2
1	Quasi-perm.	2 (Flange)	0.65	0.56	4291	---	---	---	-808.44	68.8	13.1

12.1.2 Verifica in mezzeria (Momento positivo max) – Sezione S2

In tal caso, essendo la sezione sollecitata a momento positivo (fibre inferiori), la verifica viene eseguita in condizioni ambientali ordinarie.

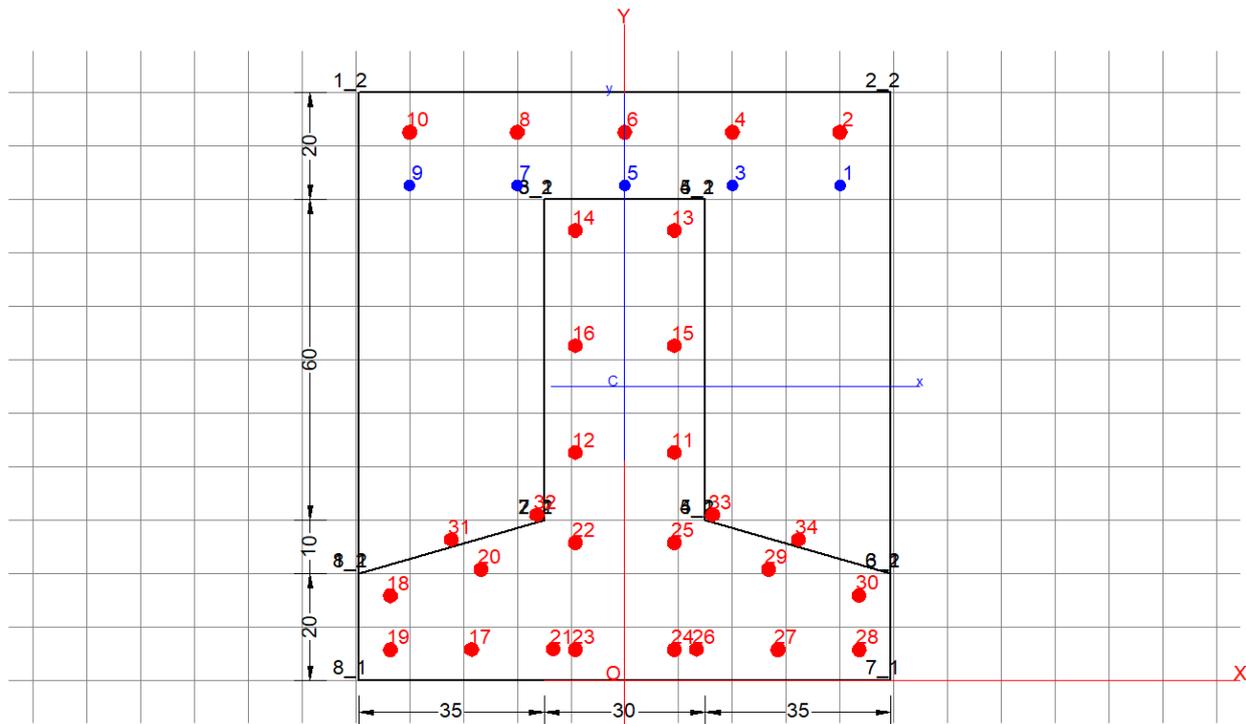
GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: TRAVE_GALLERIA_A_mezzeria.secEC

(File path: \\SERVER-NEW- Scambio Breng\BR21_01_PE_ANAS_SS291_CA29\WIP\Calcoli\Galleria_A\RCSec\TRAVE_GALLERIA_A_mezzeria.secEC)

Section description:
 Section type: Beam
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XC3 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

Section name: TRAVE_GALLERIA_A_mezzeria.secEC



MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C40/50
	Design compressive strength f_{cd} :	22.7 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	35220.5 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	3.5 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0 daN/cm ²

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.400	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300	mm
CONCRETE -	Class:	C32/40	
	Design compressive strength fcd:	18.1	MPa
	Shear reduced compressive strenght $v1*fcd$:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0	daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.400	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300	mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa

GEOMETRIC DATA OF REGIONS IN CONCRETE SECTION

REGION N. 1

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C40/50

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-49.5	20.0
2	-15.0	30.0
3	-15.0	90.0
4	15.0	90.0
5	15.0	30.0
6	49.5	20.0
7	49.5	0.0
8	-49.5	0.0

REGION N. 2

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-49.5	110.0
2	49.5	110.0
3	49.5	20.0
4	15.0	30.0
5	15.0	90.0
6	-15.0	90.0
7	-15.0	30.0
8	-49.5	20.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
--------	--------	--------	-----------

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

1	40.0	92.6	20
2	40.0	102.6	26
3	20.0	92.6	20
4	20.0	102.6	26
5	0.0	92.6	20
6	0.0	102.6	26
7	-20.0	92.6	20
8	-20.0	102.6	26
9	-40.0	92.6	20
10	-40.0	102.6	26
11	9.2	42.6	26
12	-9.2	42.6	26
13	9.2	84.2	26
14	-9.2	84.2	26
15	9.2	62.6	26
16	-9.2	62.6	26
17	-28.4	5.8	26
18	-43.6	15.8	26
19	-43.6	5.7	26
20	-26.7	20.7	26
21	-13.3	5.8	26
22	-9.2	25.7	26
23	-9.2	5.7	26
24	9.2	5.7	26
25	9.2	25.7	26
26	13.3	5.7	26
27	28.5	5.7	26
28	43.6	5.7	26
29	26.7	20.7	26
30	43.5	15.8	26
31	-32.3	26.3	26
32	-16.3	31.0	26
33	16.3	31.0	26
34	32.3	26.3	26

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	1199.60 (968.56)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	928.60 (968.56)	0.00 (0.00)

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2] = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00092	0	0.500	26.0	0.00051 (0.00051)	221	0.112 (0.40)	968.56	0.00

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00071	0	0.500	26.0	0.00040 (0.00039)	221	0.088 (0.30)	968.56	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Flange)	0.65	0.71	3315	---	---	---	-917.74	84.9	14.9
1	Frequent	2 (Flange)	0.65	0.50	1932	---	---	---	-226.23	21.2	5.3
1	Quasi-perm.	1 (Flange)	0.65	0.55	3315	---	---	---	-710.42	84.9	11.5
1	Quasi-perm.	2 (Flange)	0.65	0.50	1932	---	---	---	-175.12	21.2	5.3

12.2 Verifiche allo stato limite di limitazione delle tensioni

La massima tensione di compressione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 32 = 19.2$ Mpa, per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 32 = 14.4$ Mpa per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 0.80 \times 450 = 360$ Mpa.

Il calcolo delle tensioni avviene tramite l'uso del software VCASLU.

12.2.1 Combinazione Rara

Sezione S1 - filo ritto (Momento negativo)

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7.4
2	26.55	12.6
3	15.71	17.4
4	10.62	94.2
5	21.24	104.3
6	0	89.3

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

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

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 210'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -8.847 N/mm²
 σ_s 227.4 N/mm²
 ϵ_s 1.083 ‰
 d 102.6 cm
 x 28.74 x/d 0.2801
 δ 0.7901

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Sezione S1 - filo ritto (Momento positivo)

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta_appoggio_M+

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7.4
2	26.55	12.6
3	15.71	17.4
4	26.55	83.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

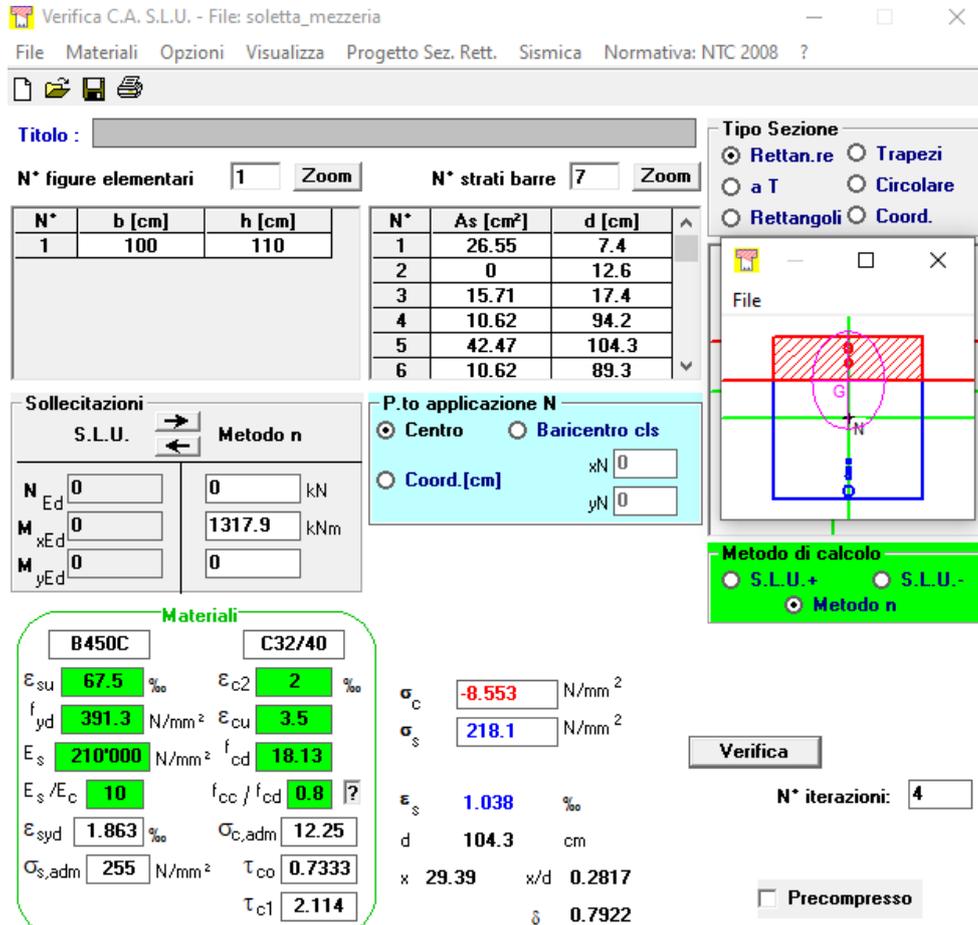
Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Sezione S2 - mezzeria (Momento positivo max)



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

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

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari: 1 **N° strati barre:** 7

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7.4
2	0	12.6
3	15.71	17.4
4	10.62	94.2
5	42.47	104.3
6	10.62	89.3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1317.9 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -8.553 N/mm²
σ_s 218.1 N/mm²
ε_s 1.038 ‰
d 104.3 cm
x 29.39 x/d 0.2817
δ 0.7922

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Si riassumono le tensioni calcolate in ogni sezione e gli esiti delle verifiche:

COMBINAZIONE RARA							
Sezione	Posizione	Momento Flettente [kNm/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm²]	Tensione nell'acciaio [N/mm²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm²]	Esito della verifica
S1	A filo parete_M-	-1312.6	8.85	227.4	19.2	360	VERIFICA
S1	A filo parete_M+	333.8	4.09	162.3	19.2	360	VERIFICA
S2	Mezzeria (M+max)	1317.9	8.55	218.1	19.2	360	VERIFICA

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

12.2.2 Combinazione Quasi permanente

Sezione S1 - filo ritto (Momento negativo)

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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7.4
2	26.55	12.6
3	15.71	17.4
4	10.62	94.2
5	21.24	104.3
6	0	89.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-926.7"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="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		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="210'000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="18.13"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="10"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Sezione S2 - mezzeria (Momento positivo max)

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	7.4
2	0	12.6
3	15.71	17.4
4	10.62	94.2
5	42.47	104.3
6	10.62	89.3

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210'000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Stato di tensione:

σ_c -6.027 N/mm²
 σ_s 153.6 N/mm²
 ϵ_s 0.7316 ‰
 d 104.3 cm
 x 29.39 x/d 0.2817
 δ 0.7922

Si riassumono le tensioni calcolate in ogni sezione e gli esiti delle verifiche:

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
Sezione	Posizione	Momento Flettente [kNm/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm²]	Tensione nell'acciaio [N/mm²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm²]	Esito della verifica
S1	A filo parete_M-	-926.7	6.25	160.6	14.4	360	VERIFICA
S2	Mezzeria(M+ max)	928.6	6.027	153.6	14.4	360	VERIFICA

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

13 RITTI - VERIFICA STRUTTURALE

13.1 Sezioni di verifica ed armatura di calcolo

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza pari a 130 cm.
 Le sezioni di verifica sono riportate nella figura seguente.

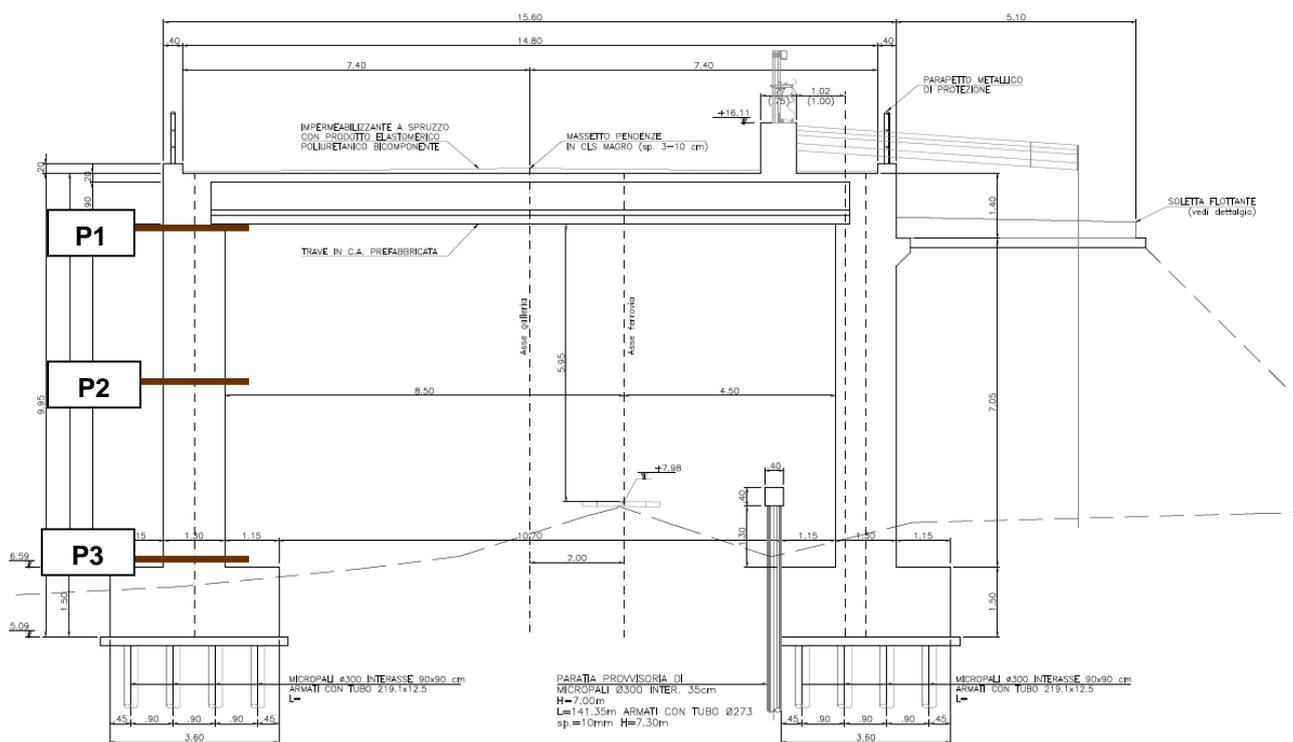


Figura 13-1: Sezioni di verifica

Nella tabella seguente si riportano le armature di calcolo assunte per ogni sezione.

Sezione	Posizione	Armatura lato contro terra	Armatura lato interno
P1	A filo intradosso soletta superiore	$\phi 26 / 20 + \phi 26 / 20$	$\phi 20 / 20^*$
P2	Mezzeria	$\phi 26 / 20$	$\phi 20 / 20$
P3	A filo estradosso zattera di fondazione	$\phi 26 / 20$	$\phi 20 / 20$

* l'armatura è posizionata dietro il retrotrave

Tabella 13-1: Sezioni di verifica - Armature di calcolo

13.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per presso-flessione

Le verifiche vengono eseguite in ognuna delle sezioni precedentemente individuate prendendo in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- $M_{max} + N$;
- $M_{min} + N$;
- $M + N_{min}$;
- $M + N_{max}$.

I momenti che tendono le fibre contro terra sono assunti negativi, mentre quelli che tendono le fibre interne sono assunti positivi. Gli sforzi normali di compressione hanno segno negativo.

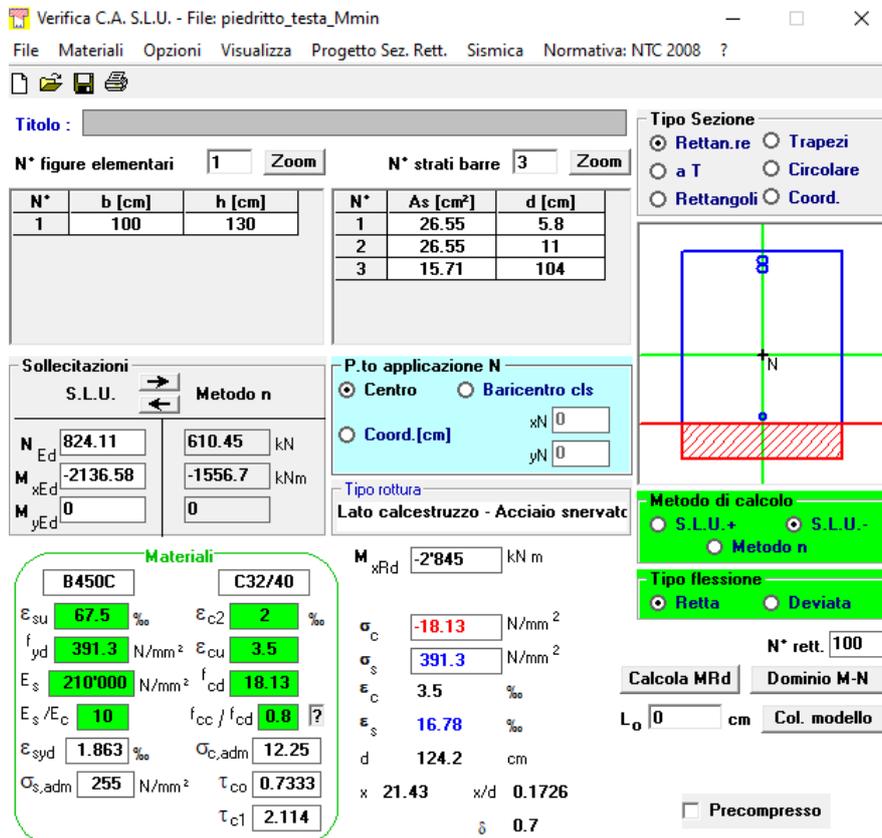
Le verifiche vengono svolte mediante il software VCASLU.

Si riportano in modo esplicito le verifiche svolte per la combinazione peggiore tra le precedenti elencate (minore coefficiente di sicurezza), sebbene la verifica sia stata comunque eseguita per tutte le combinazioni.

13.2.1 Verifica Sezione di Testa (P1)

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -824.11$ kN/m.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -2136.58$ kNm/m.



Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	5.8
2	26.55	11
3	15.71	104

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	824.11	610.45	kN
M _{xEd}	-2136.58	-1556.7	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su}	67.5	ϵ_{c2}	2
f_{yd}	391.3	ϵ_{cu}	3.5
E_s	210'000	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	10	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

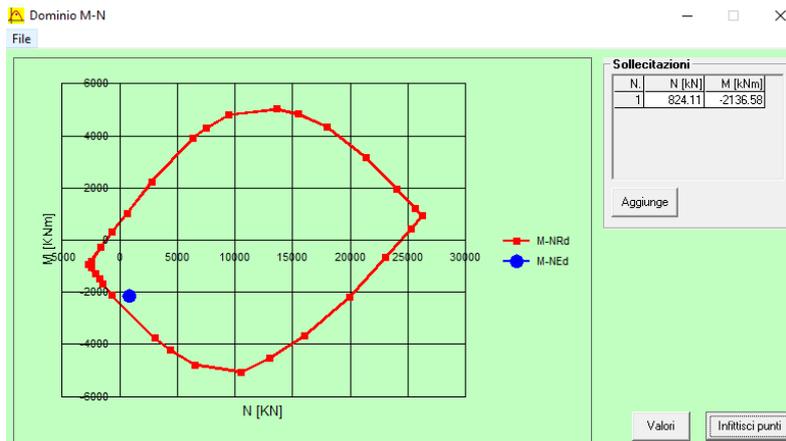
M_{xRd} -2'845 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 16.78 %
d 124.2 cm
x 21.43 x/d 0.1726
 δ 0.7

Il momento resistente della sezione vale $M_{rd} = - 2845 \text{ kNm/m}$.

Il rapporto $M_{rd}/M_{sd} = 1.33$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.2 Verifica Sezione di Mezzeria (P2)

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -356.06 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 783.75 \text{ kNm/m}$.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	26.55	5.8
			2	0	10.5
			3	15.71	124.5

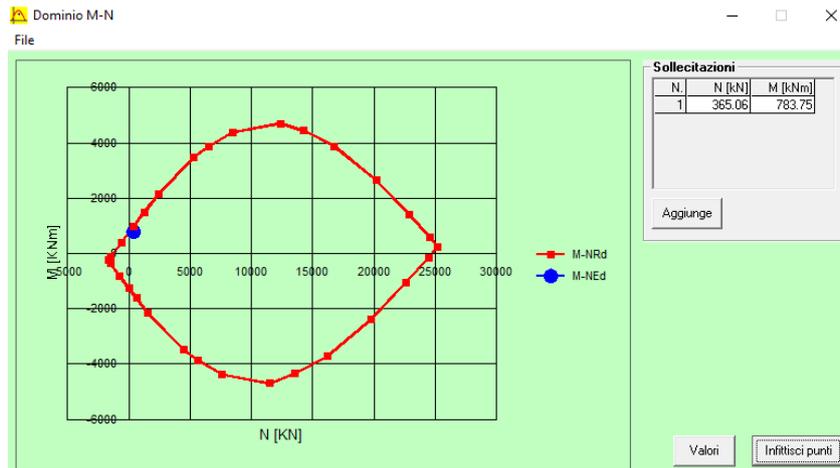
Parametro	Valore	Unità
ϵ_{su}	67.5	%
f_{yd}	391.3	N/mm²
E_s	210'000	N/mm²
E_s/E_c	10	
ϵ_{syd}	1.863	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
ϵ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
f_{cd}	18.13	N/mm²
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	12.25	N/mm²
τ_{co}	0.7333	
τ_{c1}	2.114	

Parametro	Valore	Unità
N*	365.06	kN
M _{xEd}	783.75	kNm
M _{yEd}	0	
M _{xRd}	974.8	kNm
σ_c	-18.13	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.459	%
ϵ_s	67.5	%
d	124.5	cm
x	6.069	cm
x/d	0.04874	
δ	0.7	

Il momento resistente della sezione vale $M_{rd} = 974.8 \text{ kNm/m}$.

Il rapporto $M_{rd}/M_{sd} = 1.24$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.3 Verifica Sezione di Base (P3)

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -1186.54 \text{ kN/m}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 668.31 \text{ kNm/m}$.

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

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

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	26.55	5.8
			2	0	10.5
			3	15.71	124.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed}: 1186.54 kN
M_{Ed}: 668.31 kNm
M_{xEd}: 0
M_{yEd}: 0

Materiali
B450C: E_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 210'000 N/mm², E_s/E_c 10, E_{syd} 1.863%, C_{s,adm} 255 N/mm²
C32/40: E_{c2} 2%, E_{cu} 3.5, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, C_{c,adm} 12.25, T_{co} 0.7333, T_{c1} 2.114

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.+ Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

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

M_{xRd} 1'461 kNm
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5‰
ε_s 49.19‰
d 124.5 cm
x 8.27 x/d 0.06643
δ 0.7

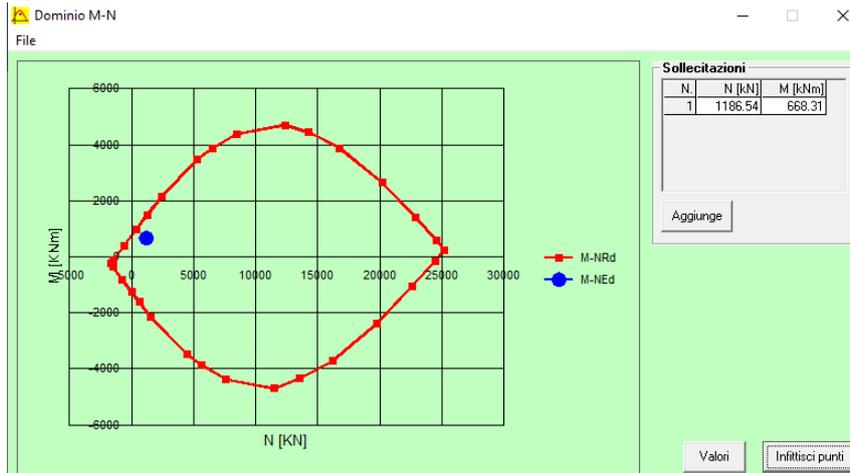
Precompresso

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Il momento resistente della sezione vale $M_{rd} = 1461 \text{ kNm/m}$.

Il rapporto $M_{rd}/M_{sd} = 2.19$.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.4 Riepilogo degli esiti delle verifiche

Si riporta nella tabella seguente l'esito delle verifiche eseguite per tutte le combinazioni elencate all'inizio del paragrafo 13.2.

Sezione	Posizione	M_{max} [kNm/m]	N [kN/m]	M_{rd} [kNm/m]	FS	M_{min} [kNm/m]	N [kN/m]	M_{rd} [kNm/m]	FS
P1	A filo intradosso soletta di copertura	687.67	-257.63	821.30	1.19	-2136.58	-824.11	-2845.00	1.33
P2	Mezzeria	783.76	-365.06	974.80	1.24	-1088.43	-983.74	-1837.00	1.69
P3	A filo estradosso zattera di fondazione	668.31	-1186.54	1461.00	2.19	-491.20	-1073.67	-1889.00	3.85

Sezione	Posizione	M [kNm/m]	N_{min} [kN/m]	M_{rd} [kNm/m]	FS	M [kNm/m]	N_{max} [kN/m]	M_{rd} [kNm/m]	FS
P1	A filo intradosso soletta di copertura	-1958.98	-922.26	-2889.00	1.47	686.32	-257.63	826.20	1.20
P2	Mezzeria	-955.33	-1072.71	-1888.00	1.98	776.78	-365.06	974.80	1.25
P3	A filo estradosso zattera di fondazione	572.09	-1402.55	1571.00	2.75	-458.18	-600.59	-1615.00	3.52

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

13.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Le verifiche vengono eseguite in corrispondenza della sezione sommitale (P1) e della sezione di base (P3).

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- $V_{max} + N$;
- $V_{min} + N$;
- $V + N_{min}$;
- $V + N_{max}$.

Si riportano in modo esplicito le verifiche svolte per la combinazione peggiore tra le precedenti elencate (minore coefficiente di sicurezza), sebbene la verifica sia stata comunque eseguita per tutte le combinazioni.

Poiché nella sezione sommitale la verifica a taglio per elementi non armati a taglio non è soddisfatta, si decide di inserire un'armatura a taglio costituita da spille ϕ 14/60 x 40.

13.3.1 Verifica Sezione di Testa (P1)

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 461.49$ kN/m.

Lo sforzo normale di calcolo corrispondente è pari a $N_{sd} = -666.72$ kN/m.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1300
altezza utile sezione	d	[mm]	1040
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	1571
rapporto geometrico di armatura longitudinale (<0.02)	ρ_l		0.002
	k		1.439
	v_{min}	[MPa]	0.342
tensione media di compressione nella sezione (<0.2 f_{cd})	σ_{cp}	[MPa]	0.51
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	32.0
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	435
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	461

non verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1300
altezza utile sezione	d	[mm]	1040
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.50
diámetro armature trasversali	\emptyset	[mm]	14
interasse armature trasversali	s	[mm]	600
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	385
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.51
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.03
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	587
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3009
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	587
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	461

verificato

La verifica con armature trasversali resistenti a taglio risulta soddisfatta ($V_{Rd}/V_{Ed} = 1.27 > 1$).

13.3.2 Verifica Sezione di Base (P3)

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 417.09$ kN/m.

Lo sforzo normale di calcolo corrispondente è pari a $N_{sd} = -600.59$ kN/m.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1300
altezza utile sezione	d	[mm]	1242
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.50
diámetro armature trasversali	\emptyset	[mm]	14
interasse armature trasversali	s	[mm]	600
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	385
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.46
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.03
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	701
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	3584
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	701
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	402

verificato

La verifica con armature trasversali resistenti a taglio risulta soddisfatta ($V_{Rd}/V_{Ed} = 1.74 > 1$).

13.3.3 Riepilogo degli esiti delle verifiche

Si riporta nella tabella seguente l'esito delle verifiche eseguite per tutte le combinazioni elencate all'inizio del paragrafo 13.3, in presenza di armatura trasversale resistente a taglio.

Posizione	V_{max} [kN/m]	N [kN/m]	V_{rd} [kN/m]	FS	V_{min} [kN/m]	N [kN/m]	V_{rd} [kN/m]	FS
A filo intradosso soletta di copertura	461.49	-666.72	709.00	1.54	146.70	-257.63	709.00	4.83
A filo estradosso zattera di fondazione	316.36	-1251.42	709.00	2.24	-144.17	-1184.55	709.00	4.92

Posizione	V [kN/m]	N_{min} [kN/m]	V_{rd} [kN/m]	FS	V [kN/m]	N_{max} [kN]	V_{rd} [kN/m]	FS
A filo intradosso soletta di copertura	292.61	-922.26	709.00	2.42	146.70	-257.63	709.00	4.83
A filo estradosso zattera di fondazione	292.61	-1402.55	709.00	2.42	-402.10	-600.59	709.00	1.76

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

13.4 Verifiche allo Stato Limite di fessurazione

Per la verifica di fessurazione sono state considerate condizioni ambientali aggressive per le parti d'opera contro terra, condizioni ambientali ordinarie per le altre parti d'opera ed armatura poco sensibile (armatura lenta).

La scelta dello stato limite di fessurazione è stata effettuata sulla base di quanto indicato nella Tab. 2.1.IV delle NTC08, di seguito riportata.

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

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile 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	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure sono i seguenti:

- $w_1 = 0.2$ mm;
- $w_2 = 0.3$ mm;
- $w_3 = 0.4$ mm.

13.4.1 Sollecitazioni di calcolo

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni allo SLE in combinazione frequente e quasi permanente usate nelle verifiche a fessurazione.

COMBINAZIONE FREQUENTE

SEZIONE	M_{max}	N	M_{min}	N	M	N_{min}	M	N_{max}
	[kNm/m]	[KN/m]	[kNm/m]	[KN/m]	[kNm/m]	[KN/m]	[kNm/m]	[KN/m]
P1	-107.41	-320.25	-1428.36	-564.05	-1343.85	-614.77	-108.83	-316.94
P2	494.23	-433.23	-711.49	-680.26	-663.14	-726.22	487.15	-428.38
P3	398.06	-863.74	75.83	-883.87	372.82	-970.54	-289.31	-672.71

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

	M_{max}	N	M_{min}	N	M	N_{min}	M	N_{max}
SEZIONE	[kNm/m]	[KN/m]	[kNm/m]	[KN/m]	[kNm/m]	[KN/m]	[kNm/m]	[KN/m]
P1	-186.73	-328.80	-1106.54	-451.85	-1106.54	-451.85	-188.08	-328.80
P2	406.28	-440.25	-537.80	-563.29	-537.80	-563.29	399.30	-440.25
P3	327.75	-807.62	90.42	-746.10	327.75	-807.62	-245.84	-684.57

Le verifiche vengono eseguite in ogni sezione, considerando il massimo momento negativo e positivo, con lo sforzo normale associato.

Nel caso di verifica a momento negativo (fibre contro terra tese) vengono assunte condizioni ambientali aggressive, per le verifiche a momento positivo (fibre interne tese) vengono assunte condizioni ambientali ordinarie.

13.4.2 Verifica sezione di testa (P1) - Momento negativo

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-F

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	564.1 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	1428.4 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0366
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	5309 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00064
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00056
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	193.7 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$W_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.17 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-QP

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	451.9 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	1106.5 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	274 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	100 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0366

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	5309 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
$b =$	1000 [mm]
$h_{c,eff} =$	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00043
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00043
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	148.9 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.12 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

13.4.3 Verifica sezione di mezzeria (P2) - Momento negativo

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-F

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	680.3 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	711.5 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	394 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0183
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2655 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff})/\rho_{eff}]/E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s/E_s$)	0.00036
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00036
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	122.9 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.14 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-QP

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	563.3 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	537.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	394 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0183
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2655 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00025
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00025
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	86.1 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.10 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

13.4.4 Verifica sezione di mezzeria (P2) - Momento positivo

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-F

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	433.2 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	494.2 [kNm]

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff} =$ distanza massima tra le fessure	451 [mm]
$c =$ copriferro	45 [mm]
$s =$ interasse barre tese	200 [mm]
$\phi =$ diametro della barra	20 [mm]
$k_1 =$ coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
$k_2 =$ coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
$k_3 =$	3.4
$k_4 =$	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0114
$A_s =$ area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	1571 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
$b =$	1000 [mm]
$h_{c,eff} =$	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00041
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00041
$\sigma_s =$ tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	142.1 [MPa]
$f_{ctm} =$ resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
$E_s =$ modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
$E_{cm} =$ modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
$\alpha_e =$ rapporto E_s/E_{cm}	6.1
$k_t =$ coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax} =$ valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.19 [mm]
$w =$ valore limite di apertura delle fessure	0.40 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-QP

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	440.3 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	406.3 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	451 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0114
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	1571 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($>= 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00028
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00028
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	95.5 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.13 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

13.4.5 Verifica sezione di base (P3) - Momento negativo

Elemento strutturale: **PIEDRITTO**

combo: **SLE-F**

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	672.7 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	289.3 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	394 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0183
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2655 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00003
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00003
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	12.0 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.01 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Elemento strutturale: **PIEDRITTO**

combo: **SLE-QP**

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	684.6 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	245.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	394 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	26 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0183
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2655 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	145000 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	145 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00002
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00002
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	5.8 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.01 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

13.4.6 Verifica sezione di base (P3) - Momento positivo

Elemento strutturale: **PIEDRITTO**

combo: **SLE-F**

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	863.7 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	398.1 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	451 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0114
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	1571 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00006
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00006
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	22.3 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.03 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.40 [mm]

verificato

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Elemento strutturale: PIEDRITTO

combo: SLE-QP

Stato limite di apertura delle fessure

Sollecitazioni di verifica

N_{Ed} = sforzo normale	807.6 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	327.8 [kNm]

Calcolo della distanza massima tra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	451 [mm]
c = copriferro	45 [mm]
s = interasse barre tese	200 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0114
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	1571 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	137500 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	138 [mm]

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($>= 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00004
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00004
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	12.1 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.10 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	33643 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	6.1
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6

Verifica dell'apertura delle fessure

$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.02 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]

verificato

13.5 Verifiche allo stato limite di limitazione delle tensioni

La massima tensione di compressione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 32 = 19.2$ Mpa, per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 32 = 14.4$ Mpa per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 0.80 \times 450 = 360$ Mpa.

Il calcolo delle tensioni avviene tramite l'uso del software VCASTU.

Si riportano le tabelle riassuntive con gli esiti delle verifiche per ogni sezione, eseguite considerando le combinazioni delle azioni descritte al paragrafo 14.2.

Mmax;N

COMBINAZIONE RARA

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-8.0	-305.075	0.26	0	19.2	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	551.4	-418.056	4.56	172.2	19.2	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	458.1	-878.917	2.88	31.42	19.2	360	VERIFICA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-186.7	-328.804	1.12	10.26	14.4	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	406.3	-440.246	3.20	91.72	14.4	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	327.7	-807.619	1.88	9.6	14.4	360	VERIFICA

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

Mmin;N

COMBINAZIONE RARA

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-1556.7	-610.448	9.25	220.1	19.2	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	-782.3	-728.693	5.5	132	19.2	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	52.3	-883.869	0.815	0	19.2	360	VERIFICA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-1106.5	-451.849	6.58	155	14.4	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	-537.8	-563.291	3.74	81.67	14.4	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	90.4	-746.097	0.839	0	14.4	360	VERIFICA

M;Nmin

COMBINAZIONE RARA

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-1434.3	-683.156	8.56	192.9	19.2	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	-712.2	-794.599	4.91	101.3	19.2	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	386.8	-1038.926	2.19	8.18	19.2	360	VERIFICA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-1106.5	-451.849	6.58	155	14.4	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	-537.8	-563.291	3.74	81.67	14.4	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	327.7	-807.619	1.88	9.6	14.4	360	VERIFICA

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

M;Nmax

COMBINAZIONE RARA

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	10φ 26	5φ20	-9.4	-301.767	5.23	201.4	19.2	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	10φ 26	5φ20	544.3	-413.209	4.5	169.8	19.2	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	10φ 26	5φ20	-344.6	-657.537	2.11	19.6	19.2	360	VERIFICA

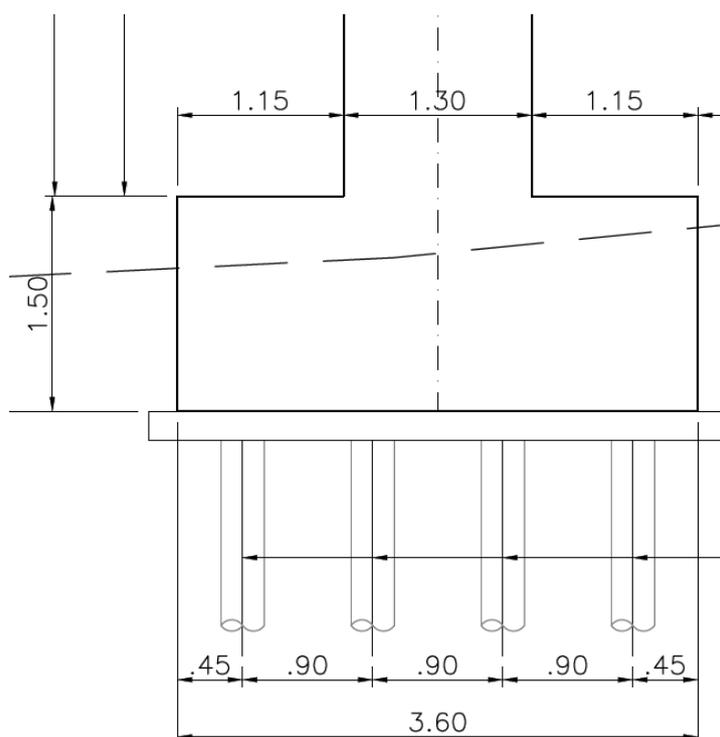
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Sezione	Posizione	sezione	Armatura Superiore	Armatura inferiore	Momento Flettente [kNm/m]	N [KN/m]	Tensione nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione nell'acciaio [N/mm ²]	Tensione limite nel calcestruzzo [N/mm ²]	Tensione limite nell'acciaio [N/mm ²]	Esito della verifica
P1	A filo intradosso solettone di copertura	100x90	5φ 26	5φ20	-188.1	-328.804	1.099	9.48	14.4	360	VERIFICA
P2	Mezzeria	100x90	5φ 26	5φ20	399.3	-440.246	3.13	88.24	14.4	360	VERIFICA
P3	A filo estradosso solettone di fondazione	100x90	5+2φ 26	5φ20	-245.8	-684.574	1.42	4.48	14.4	360	VERIFICA

Tutte le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

14 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

L'opera di fondazione della galleria ferroviaria è realizzata con un plinto su micropali di diametro $\phi=300\text{mm}$ che si sviluppa lungo i due muri per tutta la lunghezza del manufatto. Le dimensioni del plinto in sezione e l'interasse dei pali è riportato in figura:



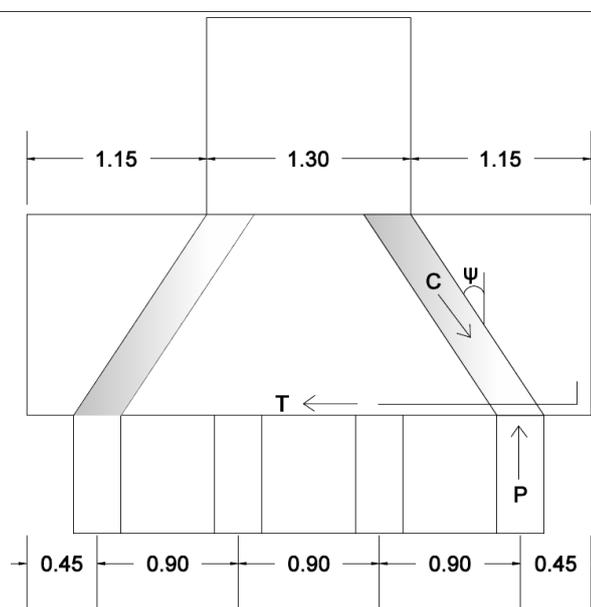
L'armatura di calcolo è assunta come segue:

- 5 ϕ 26/m superiori ed inferiori.

14.1 Verifica “tirante-puntone”

La verifica del plinto di fondazione è stata condotta con il metodo degli stati limite, calcolando la capacità ultima di resistenza dell'elemento strutturale rispetto ai principali meccanismi di collasso individuabili.

È necessario osservare che, dato il valore dei rapporti altezza – aggetto dal muro, le mensole da verificare sono di tipo “tozzo”. Pertanto si adotta una schematizzazione a traliccio basata sull'ipotesi di un meccanismo di trasferimento degli sforzi a “tirante di acciaio” – “puntone di cls” che meglio rappresenta il reale andamento delle tensioni all'interno dei materiali costituenti l'elemento.



Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di ψ che riporta il carico P_{ed} entro il bordo del muro.

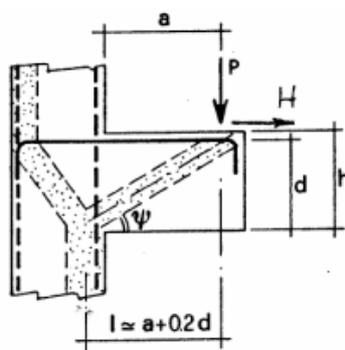
Con riferimento ad una striscia di zattera larga un metro, la reazione normale massima trasmessa dal singolo micropalo di fondazione vale:

- $N_{SLU, max} = 600.32 \text{ kN}$.

La massima azione orizzontale in testa al singolo micropalo di fondazione vale:

- $H_{Ed} = 85.51 \text{ kN}$.

Detta $d = 1.422 \text{ m}$ la distanza del baricentro del tirante inferiore dal lembo compresso superiore ed assumendo $a = 0.688 \text{ m}$ quale braccio della mensola tozza,



si procede assumendo:

- $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo dell'acciaio)
- $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo del calcestruzzo)

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

Con riferimento al paragrafo C4.1.2.1.5 della “Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.” delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008”:

La resistenza massima del tirante in acciaio allo Stato Limite Ultimo vale:

$$P_{Rs} = (A_s \cdot f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} = 1254.6 \text{ kN} > N_{SLU,max} = 600.32 \text{ kN}$$

con:

$$\lambda = 0.75$$

$$l = 0.976 \text{ m}$$

$$A_s = 26.54 \text{ cm}^2$$

La resistenza massima sul puntone compresso allo Stato Limite Ultimo vale:

$$P_{Rc} = 0,40 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \frac{c}{1 + \lambda^2} = 1961.7 \text{ kN} \geq P_{Rs} = 1254.6 \text{ kN}$$

con:

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$c = 1.00$$

La verifica secondo il meccanismo “tirante-puntone” risulta soddisfatta.

14.2 Verifica a taglio

L'azione di taglio massima è assunta, relativamente al singolo palo, come la massima reazione allo Stato Limite Ultimo trasmessa dal palo stesso alla zattera.

L'azione tagliante massima viene quindi assunta pari a $V_{S,d} = 600.32 \text{ kN}$.

La sezione resistente è rettangolare con base pari a 1000 mm e altezza pari a 1500 mm.

L'armatura a taglio che si sceglie di adottare è costituita da cavallotti $\varnothing 20/60 \times 60$:

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	1500
altezza utile sezione	d	[mm]	1422
numero armature trasversali	$n^\circ \varnothing$		1.67
diametro armature trasversali	\varnothing	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	600
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	524
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.1

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		2.5
	θ	[DEG]	22
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1093
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.1
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4001
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1093
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	600.3

verificato

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

15 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

La fondazione della galleria ferroviaria A è realizzata su micropali (IRS), Ø300 di lunghezza 16 m, interasse 0.9 m e armatura tubolare Ø219.1 mm di spessore 12 mm. Il plinto ha dimensioni pari a 3.6x1.5 m.

15.1 Individuazione della stratigrafia di riferimento

La galleria ferroviaria A interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenente alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi olocenici. In particolare per la struttura di fondazione è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

GALLERIA FERROVIARIA A							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 5.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -5.0 m a -25.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -12 m a -30 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min/med} = 0$ kPa da 0 m a - 4 m t.p.;

$q_{lat, min/med} = 200/250$ kPa e $\alpha=1.1$ da - 5.0 m a -8.0 m t.p.;

$q_{lat, min/med} = 250/300$ kPa e $\alpha=1.1$ da -8.0 m t.p.

15.2 Verifiche geotecniche e strutturali

15.2.1 Verifica a carico limite

Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando cautelativamente la sola resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L) ed utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985).

$$Q_L = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat, i} \times L_i)$$

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del micropalo:

- $D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;
- D_p = diametro del micropalo (*diámetro del foro*);
- α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;
- L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;
- $q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

Ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 (A1+M1+R3) del NTC08. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Le massime sollecitazioni risultanti sul singolo micropalo sono riportate nella tabella seguente:

Sollecitazioni in testa al singolo micropalo		
N_{max}	-540.29	kN
N_{min}	71.41	kN
V_{max}	76.96	kN

Tabella 2: Sollecitazioni in testa al singolo palo

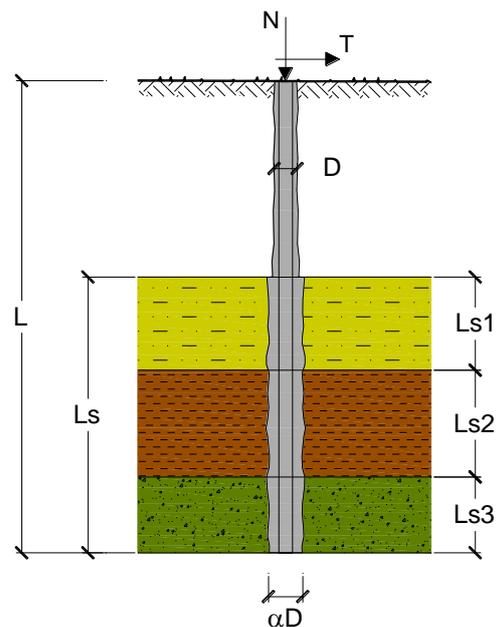
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Galleria A

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	540.29		540.29
T (kN)	76.96		76.96



CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15

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	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
 $\varnothing 219,1 \times 10,0$

$\varnothing 219,1 \times 10,0$

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio

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): 18,0 (MN/m³)

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Q_{s_i} (kN)
	4,00	0,00	0,00			0,000	0,00
	3,00	1,10	0,33	0,250	0,200	0,102	318,18
	2,00	1,10	0,33	0,300	0,250	0,128	265,15

$$L_s = 9,00 \quad (m) \qquad Ql = 583,32 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Q_p = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta \quad 15\% \qquad Q_p = 87,50 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Q_b + Ql$$

$$Q_{lim} = 670,82 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$$F_s = 1,24$$

15.2.2 Capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

In cui $\beta = k \cdot D$ esprime la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto, per questa tipologia di fenomenologia, pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 3,94 (N/mm²)

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

$$P_k = 10918,28 \quad (MN) \qquad \eta = 20,21$$

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

15.2.3 Verifiche alle forze orizzontali e verifica strutturale del micropalo

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

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

Con

$$b = (k \cdot D/4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

in modo da poter determinare

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

e

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

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:

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

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita della normativa vigente.

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 = 0,650 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 59,19 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 262,44 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{min} = -97,94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\tau = 23,43 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$

$\sigma_{id} = 265,56 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ **verifica soddisfatta**

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		
CA-029	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Ai fini della durabilità le verifiche delle armature tubolari sono state ripetute considerando uno spessore sacrificale di 1.2 mm legato alla perdita per corrosione, in accordo alla tabella 4-1 della norma EC3-5.

Le verifiche sono mostrate nel seguito.

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 = 0,683 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 56,37 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 310,47 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{min} = -106,80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\tau = 29,01 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$

$\sigma_{id} = 314,51 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ **verifica soddisfatta**

Nuova S.S.291 Collegamento Sassari - Alghero - Aeroporto Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA-029	Relazione tecnica e di calcolo	

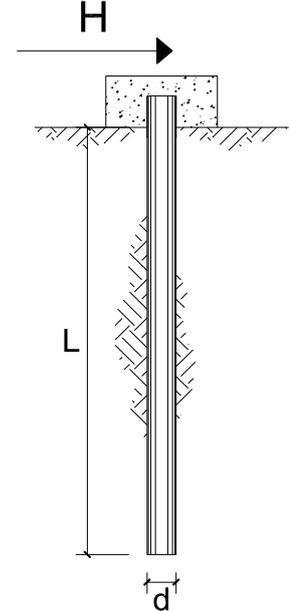
15.2.4 Verifica geotecnica per forze orizzontali

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Galleria A

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30

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

CA-029

Relazione tecnica e di calcolo

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9,00	(m)		
Diametro del palo	d =	0,30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151,33	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	32,00	(°)	$\varphi'_{min} =$	32,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	32,00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	32,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p,med} =$	5,86	(-)	$k_{p,min} =$	5,86 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	15,00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	76,96	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 3203,00$ (kN) $H1_{min} = 3203,00$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 1084,48$ (kN) $H2_{min} = 1084,48$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 201,31$ (kN) $H3_{min} = 201,31$ (kN)

$H_{med} = 201,31$ (kN) palo lungo $H_{min} = 201,31$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med} / \xi_3 ; R_{min} / \xi_4) = 118,42$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 91,09$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 76,96$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,18$

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

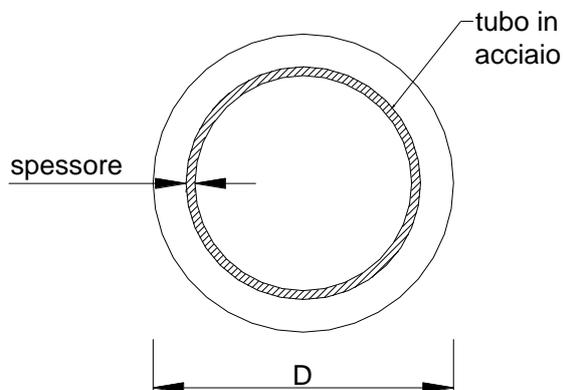
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219,1 (mm)

Spessore = 10,0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1,5

α_{cc} = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308,7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0,147%

ϵ_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 151,3 (kN m)

Inserisci