

S.S. n.130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+000 a 15+600

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA316
CA351

PROGETTAZIONE: ATI VIA - LOTTI - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

RESPONSABILI 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)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Francesco Corrias

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:



OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI E PONTI

P001 – PONTE RIU SESTU – ELMAS

Relazione tecnica e di calcolo



CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

CA316351 D 19

NOME FILE

CA316351_P00P001STRRE01_A

CODICE ELAB.

P00P001STRRE01

REVISIONE

A

SCALA:

-

D

-

-

-

-

C

-

-

-

-

B

-

-

-

-

A

EMISSIONE

MAR.2020

F.SALUTE

G.PIAZZA

F. NICCHIARELLI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

INDICE

1	GENERALITA'	8
1.1	OGGETTO.....	8
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	8
1.2.1	<i>Vita Nominale V_n</i>	8
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i>	8
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i>	9
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	9
1.4	CONSIDERAZIONI SULLE METODOLOGIE COSTRUTTIVE.....	12
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	13
3	NORME TECNICHE.....	13
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO.....	14
4.1	CALCESTRUZZI	14
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i>	14
4.1.2	<i>Copriferrini nominali</i>	15
4.1.3	<i>Resistenze di progetto</i>	17
4.1.4	<i>Verifiche a fessurazione</i>	19
4.2	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO E RETI ELETTRISALDATE	21
4.2.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	21
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i>	22
4.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	22
4.3.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	22
4.3.2	<i>Resistenze di progetto</i>	23
4.4	CONNETTORI A PIOLO TIPO NELSON	23
4.4.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	23
4.4.2	<i>Resistenze di progetto</i>	23
4.5	GIUNZIONI BULLONATE	23
4.5.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	23

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

4.5.2	Resistenze di progetto.....	24
4.6	GIUNZIONI SALDATE	24
5	AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO	25
5.1	ELENCO DELLE AZIONI SUI PONTI STRADALI.....	25
5.2	ANALISI DEI CARICHI	25
5.2.1	Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1.....	26
5.2.2	Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2.....	27
5.2.3	Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3.....	30
5.2.4	Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – ε_2 e ε_3	30
5.2.5	Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – ε_4	34
5.2.6	Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – q1.....	34
5.2.7	Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3.....	40
5.2.8	Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4.....	40
5.2.9	Azioni di Neve e di Vento – q5.....	40
5.2.10	Azioni della temperatura – q7.....	45
5.2.11	Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8.....	49
5.2.12	Resistenze parassite dei vincoli – q9.....	51
5.2.13	Azioni sismiche – E.....	51
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	56
5.3.1	Combinazioni di carico in esercizio.....	56
5.3.2	Combinazioni di carico in fase sismica.....	59
6	ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO BITRAVE.....	60
6.1	CRITERI DI CALCOLO	60
6.1.1	Analisi globale.....	60
6.1.2	Analisi locali.....	62
6.2	ANALISI STATICA GLOBALE	62
6.2.1	Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi.....	62
6.2.2	Applicazione dei carichi al modello.....	63
6.2.3	Sollecitazioni di progetto.....	64
6.3	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	80
6.3.1	Verifiche di resistenza SLU.....	80

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

6.3.2	Verifiche SLE "a respiro" delle anime	89
6.3.3	Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali	90
6.3.4	Verifiche SLE a fessurazione soletta nelle zone soggette a momento negativo	92
6.3.5	Verifiche di stabilità delle piattabande inferiori delle travi principali	93
6.3.6	Verifiche a fatica	95
6.3.7	Verifiche SLU delle saldature longitudinali	102
6.3.8	Verifiche delle connessioni a pioli.....	103
6.4	VERIFICHE SLE DI DEFORMABILITÀ DELLA STRUTTURA	106
6.5	VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A.	107
6.5.1	Verifica delle predalles in fase di autoportanza.....	108
6.5.2	Verifiche della soletta in esercizio (2° fase).....	116
7	ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO TRE TRAVI	149
7.1	CRITERI DI CALCOLO	149
7.1.1	Analisi globale.....	149
7.1.2	Analisi locali.....	151
7.2	ANALISI STATICA GLOBALE	151
7.2.1	Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi	151
7.2.2	Applicazione dei carichi al modello.....	152
7.2.3	Sollecitazioni di progetto.....	153
7.3	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	168
7.3.1	Verifiche di resistenza SLU	168
7.3.2	Verifiche SLE "a respiro" delle anime	177
7.3.3	Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali	178
7.3.4	Verifiche SLE a fessurazione soletta nelle zone soggette a momento negativo	180
7.3.5	Verifiche di stabilità delle piattabande inferiori delle travi principali	181
7.3.6	Verifiche a fatica	183
7.3.7	Verifiche SLU delle saldature longitudinali	191
7.3.8	Verifiche delle connessioni a pioli.....	192
7.4	VERIFICHE SLE DI DEFORMABILITÀ DELLA STRUTTURA	194
7.5	VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A.	196
7.5.1	Verifica delle predalles in fase di autoportanza.....	196

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

7.5.2	<i>Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)</i>	205
8	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE	241
8.1	CRITERI DI CALCOLO	241
8.1.1	<i>Definizione del modello di calcolo</i>	241
8.1.2	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi</i>	241
8.1.3	<i>Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica</i>	241
8.1.4	<i>Apparecchi d'appoggio</i>	241
8.2	ANALISI STATICA GLOBALE	242
8.2.1	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi</i>	242
8.2.2	<i>Applicazione dei carichi al modello</i>	243
8.2.3	<i>Analisi in fase sismica</i>	244
8.2.4	<i>Risposta sismica</i>	244
9	VERIFICHE PILE	249
9.1	ANALISI DELLA PALIFICATA	249
9.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	250
9.3	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE	251
9.4	VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE	258
9.5	FUSTO PILA.....	259
10	VERIFICHE SPALLE	268
10.1	ANALISI DELLA PALIFICATA	268
10.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	269
10.3	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE	269
10.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SINGOLE MEMBRATURE DELLE SPALLE	277
10.4.1	<i>Zattera di fondazione</i>	277
10.4.2	<i>Mensola posteriore</i>	277
10.4.3	<i>Muro frontale</i>	277
10.4.4	<i>Paraghiaia</i>	277
10.4.5	<i>Muri di risvolto</i>	279
10.4.6	<i>Verifiche di resistenza a taglio</i>	280
11	VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE	281
11.1	APPARECCHI DI APPOGGIO	281

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

11.1.1	<i>Carichi verticali trasmessi dall'impalcato</i>	281
11.1.2	<i>Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato</i>	282
11.2	ESCURSIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO E DEI GIUNTI DI DILATAZIONE	286
11.3	RIEPILOGO CARATTERISTICHE DI PROGETTO DISPOSITIVI DI VINCOLO E GIUNTI	287
12	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI	289
12.1	CRITERI DI CALCOLO	289
12.1.1	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione</i>	290
12.1.2	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione</i>	293
12.1.3	<i>Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione</i>	294
12.1.4	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale</i>	294
12.1.5	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale</i>	300
12.1.6	<i>Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato</i>	303
12.1.7	<i>Verifiche SLE - Cedimenti della palificata</i>	306
12.2	APPLICAZIONE AL CASO IN ESAME	306
12.2.1	<i>Caratteristiche delle opere di fondazione su pali</i>	306
12.2.2	<i>Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto</i>	306
12.2.3	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)</i>	307
12.2.4	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale</i>	307
12.2.5	<i>Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata</i>	308
13	DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)	309
13.1	TIPO DI ANALISI SVOLTE	309
13.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	309
13.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	309
13.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	309
13.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	309
13.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	310

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

14	ALLEGATO 1 – IMPALCATO - ANALISI STATICA GLOBALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI - BITRAVE.....	311
15	ALLEGATO 2 – IMPALCATO ANALISI STATICA GLOBALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA - BITRAVE	312
16	ALLEGATO 3 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU - BITRAVE.....	313
17	ALLEGATO 4 – IMPALCATO - VERIFICHE SLU TRAVI PRINCIPALI - BITRAVE.....	314
18	ALLEGATO 5 – IMPALCATO - VERIFICA DI STABILITA' PIATTABANDE INFERIORI TRAVI PRINCIPALI - BITRAVE	315
19	ALLEGATO 6 – IMPALCATO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI DELLE TRAVI PRINCIPALI - BITRAVE	316
20	ALLEGATO 7 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI – BITRAVE.....	317
21	ALLEGATO 8 – IMPALCATO - ANALISI STATICA GLOBALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI – TRE TRAVI.....	318
22	ALLEGATO 9 – IMPALCATO ANALISI STATICA GLOBALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA - TRE TRAVI.....	319
23	ALLEGATO 10 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU - TRE TRAVI.....	320
24	ALLEGATO 11 – IMPALCATO - VERIFICHE SLU TRAVI PRINCIPALI - TRE TRAVI.....	321
25	ALLEGATO 12 – IMPALCATO - VERIFICA DI STABILITA' PIATTABANDE INFERIORI TRAVI PRINCIPALI - TRE TRAVI.....	322
26	ALLEGATO 13 – IMPALCATO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI DELLE TRAVI PRINCIPALI - TRE TRAVI.....	323
27	ALLEGATO 14 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI - TRE TRAVI.....	324
28	ALLEGATO 15 – SOTTOSTRUTTURE: IMPALCATO BITRAVE - PILA HMAX (PILA P1).....	325
29	ALLEGATO 16 – SOTTOSTRUTTURE: IMPALCATO TRE TRAVI - PILA HMAX (PILA P1) .	326
30	ALLEGATO 17 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA - BITRAVE	327
31	ALLEGATO 18 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA – TRE TRAVI	328
32	ALLEGATO 19 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI.....	329
33	ALLEGATO 20 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI.....	330

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

34 ALLEGATO 21 – FONDAZIONI SU PALI – CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA 331

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

1 GENERALITA'

1.1 Oggetto

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche relative alle strutture del Ponte "Riu Sestu - Elmas" dalla progressiva km 1 + 105.02 alla progressiva km 1+178.02, previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione della "S.S. n. 130 – Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600".

Il ponte è composto da 3 campate di luce rispettivamente pari a 20.0 – 33.0 – 20.0 m, per una lunghezza complessiva pari a 73.00 m misurata in asse appoggi spalle.

Le analisi e le verifiche statiche sono condotte conformemente al livello di Progettazione Definitiva di cui trattasi e mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico (§art. 26 e 29 D.P.R. 5/10/2010, n°207).

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione Esecutiva.

1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

1.2.1 Vita Nominale V_N

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto: $V_N = 100$ anni (costruzioni con livelli di prestazione elevati).

1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso: $C_U = 2.0$.

1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.0 = 200$ anni.

1.3 Descrizione delle opere

Il tracciato planimetrico dell'asse principale, nel tratto lungo il quale si inserisce l'opera, si sviluppa **in rettilineo**.

Il ponte è composto da **tre** impalcati, inclinati di **46°** rispetto all'asse del ponte, aventi larghezza differente: l'impalcato destro **11.25 m** misurato in retto (**15.60** in obliquo), il centrale **15.00 m** misurato in retto (**20.80** in obliquo), ed il sinistro **10.50 m** misurato in retto (**14.60** in obliquo),.

La piattaforma stradale **destra** ha larghezza pari a **9.75 m** (strada **Extraurbana principale di Categoria B**, ai sensi del DM2001), ed è fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza **0.75 m** in sx e dx.

La piattaforma stradale **centrale** ha larghezza pari a **13.50 m** (strada **Extraurbana principale di Categoria B**, ai sensi del DM2001), ed è fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza **0.75 m** in sx e dx.

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

La piattaforma stradale **sinistra** ha larghezza pari a **9.00 m** (strada **Extraurbana principale di Categoria B**, ai sensi del DM2001), ed è fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza **0.75 m** in sx e dx.

L'impalcato è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta".

L'impalcato **destro** (carreggiata **NORD**) è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta" costituita da **due** travi metalliche principali di altezza costante pari a **1.60 m**. Le travi sono inclinate di circa **14°** sulla verticale.

L'impalcato **centrale** (carreggiata **SUD**) è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta" costituita da **tre** travi metalliche principali di altezza costante pari a **1.60 m**. Le travi esterne sono inclinate di circa **14°** sulla verticale.

L'impalcato **sinistro** (rampa **CM01**) è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta" costituita da **due** travi metalliche principali di altezza costante pari a **1.60 m**. Le travi sono inclinate di circa **14°** sulla verticale.

L'impalcato **destro** ha distanza trasversale tra le travi (all'estradosso) pari a **6.00 m**. Gli sbalzi laterali hanno luce pari a **2.625 m** in sx e dx (calcolata dall'estradosso delle travi).

L'impalcato **destro** ha distanza trasversale tra le travi (all'intradosso) pari a **5.20 m**. Gli sbalzi laterali hanno luce pari a **3.025 m** in sx e dx (calcolata dall'intradosso delle travi).

L'impalcato **centrale** ha distanza trasversale tra le travi (all'estradosso) pari a **4.875 m**. Gli sbalzi laterali hanno luce pari a **2.625 m** in sx e dx (calcolata dall'estradosso delle travi).

L'impalcato **centrale** ha distanza trasversale tra le travi (all'intradosso) pari a **4.475 m**. Gli sbalzi laterali hanno luce pari a **3.025 m** in sx e dx (calcolata dall'intradosso delle travi).

L'impalcato **sinistro** ha distanza trasversale tra le travi (all'estradosso) pari a **6.00 m**. Gli sbalzi laterali hanno luce pari a **2.25 m** in sx e dx (calcolata dall'estradosso delle travi).

L'impalcato **sinistro** ha distanza trasversale tra le travi (all'intradosso) pari a **5.20 m**. Gli sbalzi laterali hanno luce pari a **2.65 m** in sx e dx (calcolata dall'intradosso delle travi).

Le strutture in carpenteria metallica sono previste in acciaio autopatinabile (**COR-TEN**).

Le travi principali saranno realizzate mediante lamiera saldate.

Le anime delle travi principali saranno irrigidite da stiffners trasversali, composti da semplici piatti saldati, disposti in corrispondenza dei traversi.

Il graticcio d'impalcato è completato dai traversi, del tipo ad anima piena, posti in campata ed in corrispondenza degli allineamenti di appoggio. L'interasse tra i traversi è **6.00 m**. Anche i traversi hanno sezione a doppio T composta mediante lamiera saldate.

Per quanto attiene i collegamenti, i concetti delle travi principali saranno interamente saldati con saldature a Piena Penetrazione, mentre i collegamenti tra trasversi e travi principali saranno di tipo bullonato.

Le unioni bullonate previste per i collegamenti tra traversi e travi principali saranno del tipo "AD ATTRITO", mentre le unioni relative ai controventi saranno "A TAGLIO".

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

I controventi a croce hanno esclusiva funzione di irrigidimento della struttura in fase di montaggio. Al termine della maturazione dei getti della soletta d'impalcato i controventi dovranno essere tassativamente rimossi.

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi principali, ha spessore costante pari a **31** cm. E' previsto l'impiego di lastre prefabbricate autoportanti (predalles) in c.a. di spessore pari a **7** cm tessute in direzione trasversale.

La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson $\varnothing 22$ con altezza di **220** mm.

Lo schema statico, con riferimento ai carichi verticali, è di trave continua di **3** campate su **4** allineamenti di appoggio.

Nella figura seguente è riportata le sezioni rappresentative dell'impalcato:

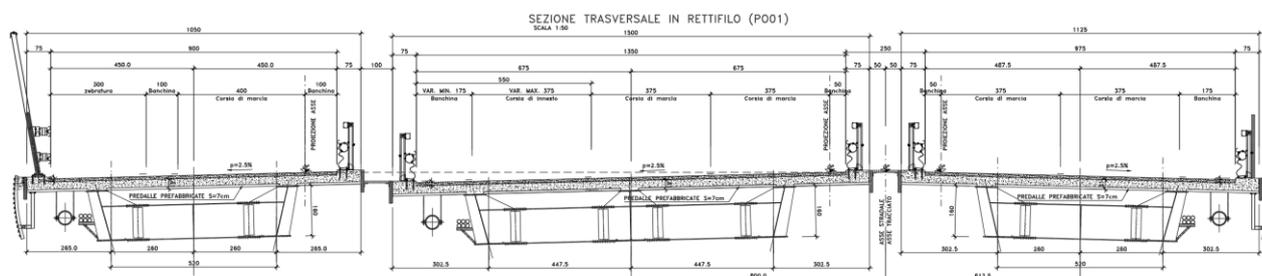


Figura 1.1. Sezione trasversale impalcato

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di apparecchi di appoggio in acciaio-teflon a disco elastomerico confinato.

L'allineamento fisso per azioni orizzontali longitudinali è stato ubicato sulla spalla **SPA**.

Di contro, le azioni orizzontali trasversali vengono trasmesse a tutte le sottostrutture.

Alle estremità dell'impalcato sono previsti giunti di dilatazione in elastomero armato in corrispondenza della piattaforma carrabile e giunti di cordolo in corrispondenza degli elementi marginali.

Ogni spalla è suddivisa in 3 parti, corrispondenti ai tre impalcati distinti, giuntate tra loro.

Le spalle del ponte sono di tipo tradizionale, con:

- muro frontale di altezza rispettivamente pari a **4.00** per SPA e per SPB pari a **4.60** m e spessore pari a **1.80** m;
- paraghiaia di spessore **60** cm, debitamente arretrato rispetto alle travi d'impalcato in modo da garantire un varco di ampiezza adeguata alla manutenzione.

Per il dimensionamento dei muri d'ala si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a **2.0** m e palificate di pali trivellati di diametro $\varnothing 1200$ in numero di **15** (**3 x 5**) per le spalle degli impalcati **bitrave** e di **18** (**3 x 6**) per le spalle dell'impalcato centrale **tre travi**.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Le pile sono a setto, di dimensioni in pianta, superiormente, 1.20 m x 48.60 m con estremità arrotondate, e rastremano verso le fondazioni.

Le pile hanno un'altezza dallo spiccatto di fondazione massima pari a 6.78 m e minima pari a 6.00 m.

Anche per pile le fondazioni sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a 1.80 m e palificate di pali trivellati di diametro $\phi 1200$ disposti su due file. In corrispondenza delle *careggiate bitrave, sinistra e destra*, sono previsti 8 pali di fondazione, mentre in corrispondenza dell'impalcato *centrale* sono previsti 14 pali di fondazione.

1.4 Considerazioni sulle metodologie costruttive

Il raggiungimento dei piani di imposta dei plinti di fondazione delle spalle saranno realizzate delle paratie di micropali a sostegno e protezione degli scavi.

La realizzazione delle restanti parti d'opera delle sottostrutture non pone particolari problematiche.

La struttura in carpenteria metallica sarà montata a terra per macroconci, successivamente varati in quota con l'ausilio di autogru di adeguata portata. Le travi principali di ciascun macroconcio, saranno collegate alle porzioni già in opera mediante saldatura di testa a completa penetrazione.

La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a. contenenti le armature trasversali d'intradosso. Le coppelle sono provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi, dove saranno posizionati i connettori a piolo.

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si provvede alla posa dell'armatura integrativa e quindi al getto di completamento.

Le fasi di getto della soletta in direzione trasversale sono appresso dettagliate:

- Fase 1a: getto delle parti di soletta comprese tra le travi e degli sbalzi per 1.0 m dall'asse delle travi;
- Fase 1b: getto di completamento degli sbalzi.

In direzione longitudinale si effettueranno dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti in corrispondenza delle pile.

Successivamente, si provvederà alla realizzazione dei cordoli e delle finiture.

La realizzazione delle spalle è prevista in due fasi. In prima fase è prevista l'esecuzione delle spalle (e dei muri adiacenti), a meno dei baggioli e dei cordoli di coronamento di paraghiaia, muri di risvolto etc., successivamente è prevista la realizzazione dei rilevati d'approccio.

Il completamento delle strutture di coronamento delle spalle e dei baggioli verrà eseguito solo dopo aver scontato gli eventuali cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati.

Infine sarà possibile procedere con la realizzazione delle strutture d'impalcato e delle finiture.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).

Altresì, ci si è riferiti agli Eurocodici secondo quanto specificato nel prosieguo della relazione.

Ulteriori riferimenti sono rappresentati dai seguenti documenti:

- [D_5]. Sètra – Eurocodes 3 and 4. Application to steel-concrete composite road bridges (july 2007).
- [D_6]. Sètra –Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretois. Ouvrages d'art. (n.54 – mars 2007).

3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

4.1 Calcestruzzi

4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme [D_3] e [D_4].

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione tenuto conto che il tracciato si sviluppa oltre 2 km dalla linea di costa è stata esclusa l'applicazione della classe XS (Corrosione indotta dai cloruri contenuti nell'acqua di mare).

Analogamente, in accordo alla "Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano" contenuta nell'appendice A alla norma [D_4], che attribuisce alla [Sardegna](#) un livello di rischio [Nullo](#), è stata esclusa l'applicazione della classe XF (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe XD (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare).

Relativamente all'applicazione della classe XA (Attacco chimico da parte del terreno naturale e delle acque contenute nel terreno), le analisi chimiche eseguite su campioni di terreno e su acqua di falda ai sensi della norma UNI EN 206, hanno evidenziato concentrazioni di solfati (SO_4^{2-}) nelle acque di falda, tali da rientrare nei range illustrati nel prospetto 2 della norma [D_3].

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d'opera e il contenuto minimo di cemento:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)							
CALCESTRUZZO PER	Magrone	Sottofondazioni Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni Spalle, pile e muri andatori *	Elevazioni Spalle, pile, pulvini e muri andatori *	Elevazioni Baggioli	Solette impalcato Predalle prefabbricate	Solette impalcato Getti in opera e cordoli marginali
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)	C12/15	C25/30	C25/30	C32/40	C35/45	C35/45	C35/45
Classe di esposizione ambientale	-	XC2	XC2	XC4	XC4	XC4	XC4
φ max inerti (mm)	Dupper	32	32	25	25	12	25
	Dlower	20	20	16	16	8	16
Classe di consistenza	-	S5	S4	S4	S5	S5	S5
Rapporto max acqua/cemento	-	0.60	0.60	0.50	0.45	0.45	0.45
Tipo di cemento (secondo UNI EN 197-1)	-	CEM IV	CEM IV	CEM I÷V	CEM I÷V	CEM I÷V	CEM I÷V
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	150	300	300**	340**	360	360	360

Tabella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi

* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

** I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

- $\delta T_{3gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{7gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

4.1.2 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

C _{min}	C ₀	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			≥C ₀	C _{min} ≤C<C ₀	≥C ₀	C _{min} ≤C<C ₀	≥C ₀	C _{min} ≤C<C ₀	≥C ₀	C _{min} ≤C<C ₀
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

S.S. 130 "Iglesiente"		 GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferro vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

La tabella seguente illustra, i valori del calcestruzzo nominale, richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRI NOMINALI SECONDO NTC2018

Dati generali relativi all'opera	Var	unità	
Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)	TC		3
Vita nominale dell'opera	V_N	anni	100

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

ambiente	barre da c.a.		cavi da c.a.p.							
	elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra		altri elementi			
	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$		
ordinario	30	45	15	20	20	25	25	30	30	35
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35	40	40	45
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5	50	50	50

Elemento	Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni - Spalle, pile e muri andatori	Elevazioni - Spalle e muri andatori	Elevazioni - Pile, pulvini e bagglioli	Solette Impalcato predalle	Soletta Impalcato getti in opera e cordoli marginali	
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)	1	1	1	1	1	1	
Elemento a piastra	NO	SI	SI	NO	SI	SI	
Classe di esposizione	XC2	XC2	XC4	XC4	XC4	XC4	
Ambiente	ordinario	ordinario	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo	
Rck	Mpa	30	30	40	40	45	45
Check Rck min	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
copriferro minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	mm	25	20	30	35	30	30
incremento Per $V_n=100$ (tipo di costruzione 3)	mm	10	10	10	10	10	10
elem. prefabbricato con ver. Copriferri*	NO	NO	NO	NO	SI	NO	
riduzione per produzioni con ver. Copriferri	0	0	0	0	-5	0	
Tolleranza di posa	10	10	10	10	5	10	
copriferro nominale	mm	45	40	50	55	40	50

Tabella 4.2 – Valori dei copriferri nominali in base alle NTC2018

Relativamente alle predalle prefabbricate, trattandosi di elementi prodotti con sistemi sottoposti a controlli di qualità che comprendono la verifica dei copriferri, i valori minimi della Tab. C4.1.IV sono stati ridotti di 5 mm. Analogamente, per questi elementi le tolleranze di posa sono state limitate a 5 mm.

I valori effettivamente adottati per i copriferri nominali di progetto tengono conto anche di criteri di uniformità e della volontà di garantire valori maggiori dei minimi di norma per superfici contro-terra e particolarmente per le opere di sottofondazione. In questo caso, si è fatto riferimento alla indicazione dell'EC2 (EN 1992-1-1), che fissa a 75 mm il valore da garantire per il copriferro di opere gettate direttamente contro il terreno:

Elemento	Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni - Spalle, pile e muri andatori	Elevazioni - Spalle e muri andatori	Elevazioni - Pile, pulvini e bagglioli	Solette Impalcato predalle	Soletta Impalcato getti in opera e cordoli marginali	
copriferro nominale di progetto	mm	75	50	50	55	40	50

Tabella 4.3 – Valori dei copriferri nominali adottati in progetto

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

4.1.3 Resistenze di progetto

Calcestruzzo C25/30:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C25/30
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	30
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	25
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	33.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	2.56
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	1.80
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	3.33
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.08
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	31476

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	14.17
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.20

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	15.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	11.25
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.14

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	2.69
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	1.89

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Calcestruzzo C32/40:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	C32/40
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

STATI LIMITE ULTIMI	Var	
coefficiente γ_c	γ_c	1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Calcestruzzo C35/45:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C35/45
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

4.1.4 Verifiche a fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Nel caso in esame si considerano:

- Condizioni **ordinarie**: per le verifiche a fessurazione delle fondazioni e delle sottofondazioni (classe di esposizione **XC2**).
- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione della **soletta**, delle **elevazioni di pile e spalle** (classe di esposizione **XC4**).

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

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	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione delle **fondazioni** e delle **sottofondazioni** – condizioni ambientali **ordinarie** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_3 = 0.4$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm
- Verifiche a fessurazione della **soletta** e delle **elevazioni di pile e spalle** – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2$ mm

In alcuni casi, in accordo al par. §4.1.2.2.4.5, le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure sono state condotte senza calcolo diretto, verificando che la tensione di trazione dell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, sia contenuta entro i valori limite specificati nelle seguenti tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In rapporto a quanto specificato nelle precedenti tabelle è possibile individuare le tensioni limite dell'acciaio per ciascun diametro delle barre:

Tensioni limite in funzione diametro barre			
Diametro barre ϕ [mm]	Tensione max acciaio σ_s [Mpa]		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
40	160	114	93
36	180	137	111
32	200	160	129
30	207	171	138
28	213	183	147
26	220	194	156
24	227	204	164
22	233	213	173
20	240	222	182
18	260	231	191
16	280	240	200
14	300	260	220
12	320	280	240
10	360	320	260
8	360	360	280
6	360	360	320

4.2 Acciaio in barre per cemento armato e Reti Elettrosaldate

4.2.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

Le Reti Elettrosaldate (RES), potranno essere realizzate impiegando acciaio B450A con le limitazioni all'impiego previste nel capitolo 11 delle NTC2018.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

4.2.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità		
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	f_{yk}	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	f_{tk}	Mpa	540	450
Modulo elastico	Es	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	ϕ_{min}	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	ϕ_{max}	mm	40	10
STATI LIMITE ULTIMI				
coefficiente γ_s	γ_s		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
STATI LIMITE DI ESERCIZIO				
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max}=0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

4.3 Acciaio per carpenteria metallica

4.3.1 Qualità dell'acciaio

La carpenteria metallica sarà realizzata in Acciaio del [tipo autoprotetto \(COR-TEN\)](#) delle seguenti caratteristiche:

Acciaio per strutture principali:

Elementi principali composti per saldatura o soggetti a saldatura:

- Acciaio [S355J0 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori ≤ 20 mm;
- Acciaio [S355J2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori $20 \text{ mm} < t \leq$ di 40 mm;
- Acciaio [S355K2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori $t >$ di 40 mm.

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

4.3.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio da carpenteria metallica		Var	unità	UNI EN 10025
Qualità dell'acciaio				S355
Tensione caratteristica di snervamento	$t \leq 40$ mm	f_{yk}	Mpa	355
Tensione caratteristica di rottura		f_{tk}	Mpa	510
Tensione caratteristica di snervamento	40 mm < $t \leq 80$ mm	f_{yk}	Mpa	335
Tensione caratteristica di rottura		f_{tk}	Mpa	510
Modulo elastico		Es	Mpa	210000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza delle sezioni γ_{m0}		γ_{m0}		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature γ_{m1}		γ_{m1}		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti γ_{m1}		γ_{m1}		1.10
coeff. di sicurezza per resistenza alla frattura, delle sez. Tese indebolite dai fori γ_{m2}		γ_{m2}		1.25
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m0}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature	$t \leq 40$ mm	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	322.7
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd}=0.9 f_{tk}/\gamma_{m2}$	Mpa	367.2
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m0}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature	40 mm < $t \leq 80$ mm	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	304.5
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd}=0.9 f_{tk}/\gamma_{m2}$	Mpa	408.0

4.4 Connettori a piolo tipo Nelson

4.4.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio secondo UNI EN ISO 13918.

Acciaio [S235J2G3 + C450](#) o similare (ST37 – 3K DIN 50049).

4.4.2 Resistenze di progetto

CONNETTORI A PIOLO		Var	unità	
Qualità dell'acciaio				ex ST37-3K (S235J2+C)
Tensione caratteristica di snervamento		f_{yk}	Mpa	≥ 350
Tensione caratteristica di rottura		f_{uk}	Mpa	≥ 450
Allungamento percentuale a rottura		A	%	≥ 15
Strizione		St	%	≥ 50

4.5 Giunzioni bullonate

4.5.1 Qualità dell'acciaio

Tutte le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloneria da precarico ad Alta Resistenza (AR), conforme alla norma UNI EN 14399-1 e alle NTC2018 e recante marchiatura CE.

I bulloni avranno le seguenti caratteristiche:

- Viti di [Classe 10.9](#) secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-1;
- Dadi [Classe 10](#) secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 20898-2;
- Rondelle (rosette) secondo UNI EN 14399-6.

Le giunzioni bullonate dei collegamenti tra travi principali e trasversi saranno del tipo **ad attrito**.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Le giunzioni bullonate dei controventi a croce saranno del tipo **a taglio**.

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a **serraggio controllato** con bulloni caratterizzati da classe k pari a **K2** (bulloneria da precarico).

4.5.2 Resistenze di progetto

Classe di resistenza della vite			10.9
Tensione caratteristica di snervamento	f_{ybk}	Mpa	900
Tensione caratteristica di rottura	f_{tbk}	Mpa	1000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità
coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni γ_{m2}	γ_{m2}		1.25
Resistenza unitaria a taglio - gambo filettato della vite (A_{res}) $f_{v,Rd} = fac f_{tbk} / \gamma_{M2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	400
Resistenza unitaria a taglio - gambo NON filettato della vite (A) $f_{v,Rd} = 0.6 f_{tbk} / \gamma_{M2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	480
Resistenza unitaria a trazione - $f_{t,Rd} = 0.9 f_{tbk} / \gamma_{M2}$	$f_{t,Rd}$	MPa	720
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLU γ_{m3}	γ_{m3} SLU		1.25
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLE γ_{m3}	γ_{m3} SLE		1.10
Unioni ad attrito - coefficiente γ_{m7} - Precarico dei bulloni ad Alta Resistenza	γ_{m7}		1.00
Unioni ad attrito - Forza unitaria di "precarico" $f_{p,Cd} = 0.7 f_{tbk} / \gamma_{M7}$	$f_{p,Cd}$	MPa	700
Unioni ad attrito - coefficiente di attrito μ	μ		0.30
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLU $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{M3}$	$f_{s,Rd}$ SLU	MPa	168
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLE $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{M3}$	$f_{s,Rd}$ SLE	MPa	191

4.6 Giunzioni saldate

Tutte le giunzioni per **l'assemblaggio dei concetti delle travi principali**, sia quelle da eseguire in officina che quelle da eseguire in cantiere, **saranno di tipo saldato a completa penetrazione di 1° classe**.

I procedimenti di saldatura, i materiali di apporto e i controlli dovranno essere conformi a quanto stabilito dalle NTC2018.

Le specifiche e la sequenza esecutiva delle saldature a completa penetrazione saranno concordate con l'I.I.S.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

5 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

5.1 Elenco delle azioni sui ponti stradali

Le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 "Ponti" delle NTC2018, vengono di seguito elencate:

Azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali: g1
- Carichi permanenti portati (pavimentazione, cordoli/marciapiedi, barriere acustiche (ove previste), barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) g2
- Altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, etc.) g3

Distorsioni e deformazioni impresse:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε1
- Effetti reologici - ritiro: ε2
- Effetti reologici - viscosità: ε3
- Cedimenti vincolari: ε4

Azioni Variabili da traffico:

- Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici (Schemi di carico 1 ÷ 5): q1
- Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturale: q2
- Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3
- Azione centrifuga: q4

Altre Azioni Variabili:

- Azioni di Neve e di Vento: q5
- Azioni idrodinamiche: q6
- Azioni della temperatura: q7
- Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8
- Resistenze parassite dei vincoli: q9

Azioni sismiche:

E

Azioni eccezionali:

A

Nel prosieguo vengono analizzate solo le azioni prese in considerazione ai fini della progettazione delle strutture in esame.

5.2 Analisi dei carichi

Nella determinazione dei valori delle azioni si è tenuto conto dei seguenti pesi unitari dei materiali:

- Strutture in cemento armato: $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Strutture in acciaio: $\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Pavimentazione: $\gamma_{pav} = 24.0 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni agenti sulle strutture con riferimento al loro valore caratteristico (k).

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

5.2.1 Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1

5.2.1.1 Peso proprio delle strutture d'impalcato

Nell'ambito dell'analisi globale delle travi principali d'impalcato, il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando un coefficiente maggiorativo pari a 1.50 e 1.63 rispettivamente per impalcato due travi e tre travi che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Impalcato destro

Il peso proprio della soletta comprensiva delle predalle è pari a:

- Soletta in c.a.: $(11.25 \times 0.31) \times 25.0 = 87.2$ kN/ml

Tenendo conto dell'eccentricità della soletta rispetto al baricentro delle travi principali, il carico agente su ciascuna trave, generato dal peso della soletta, risulta pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Peso soletta in c.a.	kN/m	43.59	43.59

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture di carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato : $2.30 \times 11.25 = 25.88$ kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 87.2 + 25.88 = 113.08 \text{ kN/m}$$

Impalcato centrale

Il peso proprio della soletta comprensiva delle predalle è pari a:

- Soletta in c.a.: $(15.00 \times 0.31) \times 25.0 = 116.25$ kN/ml

Tenendo conto dell'eccentricità della soletta rispetto al baricentro delle travi principali, il carico agente su ciascuna trave, generato dal peso della soletta, risulta pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trcen	Trdx
Peso soletta in c.a.	kN/m	38.75	38.75	38.75

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture di carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato : $2.50 \times 15.0 = 37.5$ kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 37.5 + 116.25 = 153.75 \text{ kN/m}$$

Impalcato sinistra

Il peso proprio della soletta comprensiva delle predalle è pari a:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

- Soletta in c.a.: $(10.50 \times 0.31) \times 25.0 = 81.38$ kN/ml

Tenendo conto dell'eccentricità della soletta rispetto al baricentro delle travi principali, il carico agente su ciascuna trave, generato dal peso della soletta, risulta pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Peso soletta in c.a.	kN/m	40.69	40.69

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture di carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato : $2.30 \times 10.50 = 24.15$ kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 24.15 + 81.38 = 105.53 \text{ kN/m}$$

5.2.1.2 Peso proprio delle sottostrutture e relative fondazioni

Il peso proprio delle sottostrutture e delle relative fondazioni è stato computato nell'ambito delle rispettive analisi e verifiche, condotte con l'ausilio di specifici fogli di calcolo di Excel.

5.2.2 Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2

5.2.2.1 Carichi permanenti agenti sulle strutture d'impalcato

Il peso della pavimentazione, comprensivo dello strato di impermeabilizzazione estradossale, è pari a:

$$g2,pav = 0.09 \times 24.0 = 2.16 \text{ kN/mq}$$

approssimando per eccesso, nelle analisi si considera il valore di 3.0 kN/mq.

Sono state prese in considerazione due configurazioni:

- la prima (g2max_tr), relativa alla sezione trasversale d'impalcato con tubazioni di smaltimento e barriera integrata da un lato, determina il massimo carico verticale sulla singola trave principale ed stata implementata nelle analisi globali delle strutture d'impalcato.
- la seconda (g2max_imp), implementata nelle analisi delle sottostrutture, relativa alla sezione trasversale dell'impalcato gravante sulla singola spalla. Si considerano tubazioni di smaltimento, carter metallici e barriere sul lato esterno.

Le rispettive analisi dei carichi permanenti portati sono appresso illustrate:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

G2max_tr:

Impalcato destro

<i>Analisi dei carichi</i>		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	-5.25	-19.69
cordolo dx	kN/m	3.75	5.25	19.69
pavimentazione	kN/m	29.25	0.00	0.00
barriera integrata sx/guard-rail sx	kN/m	1.50	-5.38	-8.06
barriera integrata dx/guard-rail dx	kN/m	3.00	5.38	16.13
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.00	-5.48	0.00
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.00	5.48	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	0.00	-4.88	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	1.50	4.88	7.31
veletta sx + carter (ove presente)	kN/m	1.40	-5.63	-7.88
veletta dx + carter (ove presente)	kN/m	2.90	5.63	16.31
Sommano		47.05	0.51	23.81

Pertanto, i carichi agenti sulle travi risultano pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
cordoli	kN/m	3.75	3.75
pavimentazione	kN/m	14.63	14.63
guard-rail	kN/m	0.81	3.69
barriere antirumore/parapetti	kN/m	0.00	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma	kN/m	-0.56	2.06
velette	kN/m	0.64	3.66
Totale permanenti portati	kN/m	19.27	27.78

Impalcato centrale

<i>Analisi dei carichi</i>		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	-7.13	-26.72
cordolo dx	kN/m	3.75	7.13	26.72
pavimentazione	kN/m	40.50	0.00	0.00
barriera integrata sx /guard rail sx	kN/m	1.50	-7.25	-10.88
barriera integrata dx /guard rail dx	kN/m	1.50	7.25	10.88
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.00	-7.35	0.00
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.00	7.35	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	-6.75	-10.13
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	0.00	6.75	0.00
veletta sx+carter (ove presente)	kN/m	1.40	-7.50	-10.50
veletta dx + carter (ove presente)	kN/m	1.40	7.50	10.50
Sommano		55.30	-0.18	-10.13

Pertanto, i carichi agenti sulle travi risultano pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trcen	Trdx
cordoli	kN/m	2.50	2.50	2.50
pavimentazione	kN/m	13.50	13.50	13.50
guard-rail	kN/m	1.00	1.00	1.00
barriere antirumore/parapetti	kN/m	0.00	0.00	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma	kN/m	1.58	0.50	-0.58
velette	kN/m	0.93	0.93	0.93
Totale permanenti portati	kN/m	19.52	18.43	17.35

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato sinistro

Analisi dei carichi		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	-4.88	-18.28
cordolo dx	kN/m	3.75	4.88	18.28
pavimentazione	kN/m	27.00	0.00	0.00
barriera integrata sx/guard-rail sx	kN/m	3.00	-5.00	-15.00
barriera integrata dx/guard-rail dx	kN/m	1.50	5.00	7.50
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.00	-5.10	0.00
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.00	5.10	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	-4.50	-6.75
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	0.00	4.50	0.00
veletta sx + carter (ove presente)	kN/m	2.90	-5.25	-15.23
veletta dx + carter (ove presente)	kN/m	1.40	5.25	7.35
Sommano		44.80	-0.49	-22.13

Pertanto, i carichi agenti sulle travi risultano pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
cordoli	kN/m	3.75	3.75
pavimentazione	kN/m	13.50	13.50
guard-rail	kN/m	3.59	0.91
barriere antirumore/parapetti	kN/m	0.00	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma	kN/m	1.96	-0.46
velette	kN/m	3.56	0.74
Totale permanenti portati	kN/m	26.35	18.45

I valori ottenuti per l'impalcato sinistro sono inferiori rispetto a quelli ottenuti per il destro.

G2max_imp spalla SPA

Impalcato destro

Permanenti portati (g2)	var	unità		
spessore pavimentazione	sp pav	m	0.09	
Peso pavimentazione	ppav	kN/mq	3.00	

Analisi dei carichi		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	5.25	19.69
cordolo dx	kN/m	3.75	-5.25	-19.69
pavimentazione	kN/m	29.25	0.00	0.00
guard-rail sx	kN/m	1.50	5.38	8.06
guard-rail dx	kN/m	3.00	-5.38	-16.13
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.00	5.48	0.00
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.00	-5.48	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	5.25	7.88
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	1.50	-5.25	-7.88
veletta sx + carter metallico	kN/m	1.40	5.63	7.88
veletta dx + carter metallico	kN/m	2.90	-5.63	-16.31
Sommano		48.55	-0.34	-16.50

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Impalcato centrale

<i>Analisi dei carichi</i>		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	7.13	26.72
cordolo dx	kN/m	3.75	-7.13	-26.72
pavimentazione	kN/m	40.50	0.00	0.00
guard-rail sx	kN/m	1.50	7.25	10.88
guard-rail dx	kN/m	1.50	-7.25	-10.88
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.00	7.35	0.00
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.00	-7.35	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	7.13	10.69
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	1.50	-7.13	-10.69
veletta sx + carter metallico	kN/m	1.40	7.50	10.50
veletta dx + carter metallico	kN/m	1.40	-7.50	-10.50
Sommano		56.80	0.00	0.00

Impalcato sinistro

<i>Analisi dei carichi</i>		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	4.88	18.28
cordolo dx	kN/m	3.75	-4.88	-18.28
pavimentazione	kN/m	27.00	0.00	0.00
guard-rail sx	kN/m	3.00	5.00	15.00
guard-rail dx	kN/m	1.50	-5.00	-7.50
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.00	5.10	0.00
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.00	-5.10	0.00
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	4.88	7.31
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	1.50	-4.88	-7.31
veletta sx + carter metallico	kN/m	2.90	5.25	15.23
veletta dx + carter metallico	kN/m	1.40	-5.25	-7.35
Sommano		46.30	0.33	15.38

5.2.2 Rinterro sulle spalle

Gli effetti del rinterro sono stati determinati considerando un peso specifico del terreno:

$$\gamma_{rin} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

5.2.3 Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3

La spinta delle terre sulle spalle fondate su pali è stata valutata in esercizio con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno retrostante.

Sono stati considerati i seguenti parametri:

peso di volume del materiale da rilevato stradale: $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

angolo d'attrito interno del rilevato stradale: $\phi = 35^\circ$

coefficiente di spinta a riposo : $K0 = 1 - \text{sen } \phi = 0.426$

In condizioni sismiche, la spinta delle terre è stata valutata in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è esplicitato nell'ambito delle verifiche delle spalle.

5.2.4 Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – ε2 e ε3

5.2.4.1 Deformazione da ritiro a tempo infinito

La deformazione totale per ritiro si può esprimere come:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Dove:

- ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro
- ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento
- ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno

La valutazione delle deformazioni sopra elencate è stata effettuata in accordo al punto §11.2.10.6 delle NTC2018 pervenendo ai seguenti valori:

Impalcato destro

Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)	var	unità	
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	MPa	34077
spessore dei getti in opera	h_c	m	0.24
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	A_c	m ²	2.700
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	u	m	11.83
coefficiente $h_0 = 2 \times A_c / u$	h_0	mm	456
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%
deformazione finale da ritiro per essiccamento	ϵ_c		0.00021
deformazione finale per ritiro autogeno	ϵ_{ca}		0.00006
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{cs}		0.00027

Impalcato centrale

Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)	var	unità	
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	MPa	34077
spessore dei getti in opera	h_c	m	0.24
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	A_c	m ²	3.600
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	u	m	14.88
coefficiente $h_0 = 2 \times A_c / u$	h_0	mm	484
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%
deformazione finale da ritiro per essiccamento	ϵ_c		0.00020
deformazione finale per ritiro autogeno	ϵ_{ca}		0.00006
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{cs}		0.00027

Impalcato sinistro

Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)	var	unità	
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	MPa	34077
spessore dei getti in opera	h_c	m	0.24
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	A_c	m ²	2.520
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	u	m	11.08
coefficiente $h_0 = 2 \times A_c / u$	h_0	mm	455
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%
deformazione finale da ritiro per essiccamento	ϵ_c		0.00021
deformazione finale per ritiro autogeno	ϵ_{ca}		0.00006
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{cs}		0.00027

Gli effetti dovuti al ritiro iperstatico sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

$$N_r = - \varepsilon_{cs} \times A_c \times E_a / n_r$$

$$M_r = N_r \times z$$

Essendo:

- ε_{cs} la deformazione totale finale per ritiro;
- A_c l'area del calcestruzzo soggetta a ritiro;
- E_a modulo elastico dell'acciaio;
- n_r coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni del ritiro.
- z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di lungo termine dovute al ritiro.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

Impalcato destro

Effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo ($\varepsilon 2$)	var	unità	
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a tinf estremità sx	z	m	0.661
baricentro della sezione composta a tinf estremità dx	z	m	0.661
Forza assiale d'estremità	N _{cr}	kN	-9648.7
Momento flettente d'estremità sx	M _{crsx}	kNm	6376.8
Momento flettente d'estremità dx	M _{crdx}	kNm	6376.8

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità sx	kN	-4824.4	-4824.4
Momento flettente d'estremità sx	kNm	3188.4	3188.4
Forza assiale d'estremità dx	kN	-4824.4	-4824.4
Momento flettente d'estremità dx	kNm	3188.4	3188.4

Impalcato centrale

Effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo ($\varepsilon 2$)	var	unità	
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a tinf estremità sx	z	m	0.6527
baricentro della sezione composta a tinf estremità dx	z	m	0.653
Forza assiale d'estremità	N _{cr}	kN	-12796.3
Momento flettente d'estremità sx	M _{crsx}	kNm	8352.7
Momento flettente d'estremità dx	M _{crdx}	kNm	8352.7

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità sx	kN	-4265.4	-4265.4
Momento flettente d'estremità sx	kNm	2784.2	2784.2
Forza assiale d'estremità dx	kN	-4265.4	-4265.4
Momento flettente d'estremità dx	kNm	2784.2	2784.2

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato sinistro

Effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo ($\epsilon 2$)	var	unità	
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a tinf estremità sx	z	m	0.661
baricentro della sezione composta a tinf estremità dx	z	m	0.661
Forza assiale d'estremità	Ncr	kN	-9009.3
Momento flettente d'estremità sx	Mcrsx	kNm	5954.2
Momento flettente d'estremità dx	Mcrdx	kNm	5954.2

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità sx	kN	-4504.7	-4504.7
Momento flettente d'estremità sx	kNm	2977.1	2977.1
Forza assiale d'estremità dx	kN	-4504.7	-4504.7
Momento flettente d'estremità dx	kNm	2977.1	2977.1

5.2.4.2 Coefficienti di omogeneizzazione acciaio-cls a lungo termine

Gli effetti del ritiro e della viscosità sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)}$$

Dove:

E_{c0} è il modulo elastico del cls a 28 giorni;

ψ_L è un coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione che per la valutazione degli effetti isostatici ed iperstatici del ritiro vale 0.55 mentre per la valutazione degli effetti indotti dai carichi permanenti vale 1.10;

$\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito in accordo alle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII delle NTC2018 in funzione di t_0

t_0 è assunto pari ad 1 giorno per la valutazione degli effetti dovuti dal ritiro, mentre è assunto pari a 60 giorni per la valutazione degli effetti dovuti ai carichi permanenti.

Le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni trasversali composte che schematizzano l'impalcato sono state definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di lunga durata, sono stati definiti i rapporti modulati n_L in funzione del tipo di azione mediante la:

$$n_L = \frac{E_a}{E_c^*} = \frac{E_a}{E_{c0} / (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))} = n_0 (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))$$

Avendo indicato con $n_0 = E_a / E_{c0}$ il rapporto modulare per azioni di breve durata.

In ultima analisi si ottiene:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato destro e sinistro

Condizione di carico	Ψ_L	t_0 (giorni)	$\phi_c(\text{inf}, t_0)$	η_L
Ritiro	0.55	1	2.84	15.79
Carichi permanenti portati	1.10	60	1.32	15.11

Impalcato centrale

Condizione di carico	Ψ_L	t_0 (giorni)	$\phi_c(\text{inf}, t_0)$	η_L
Ritiro	0.55	1	2.83	15.74
Carichi permanenti portati	1.10	60	1.31	15.06

5.2.5 Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – ϵ_4

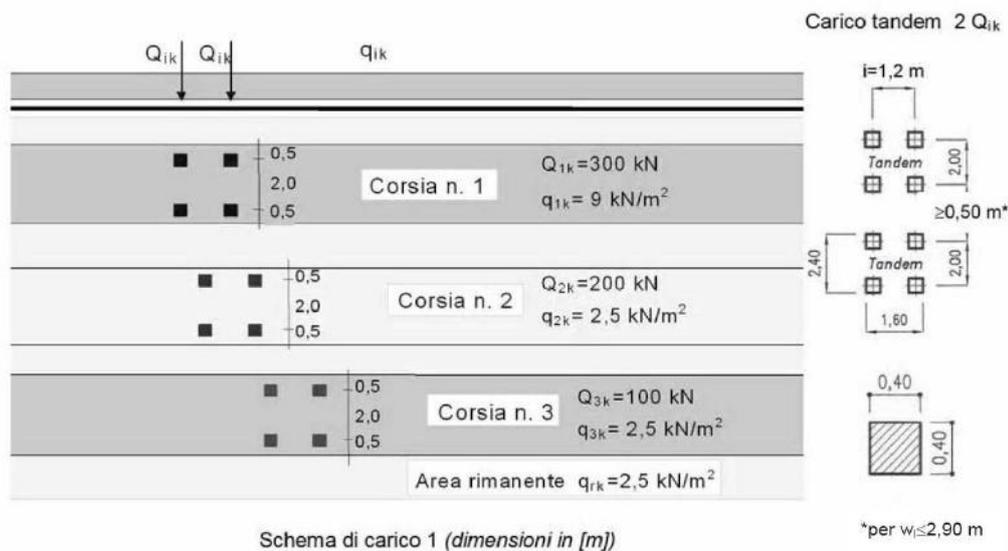
Sono stati considerati cedimenti vincolari pari a 1/5000 della luce delle campate afferenti agli appoggi.

Si ottengono valori pari a 4 mm per le Spalle e a 5.3 mm in corrispondenza della Pila.

5.2.6 Azioni variabili da traffico - Carichi verticali compressivi degli effetti dinamici – q_1

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Per le analisi globali finalizzate al dimensionamento delle strutture di impalcato e delle sottostrutture si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella seguente figura:



Si considera un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

Le intensità dei carichi concentrati e distribuiti considerate sono quelle richiamate nella Tab. 5.1.II delle NTC2018:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

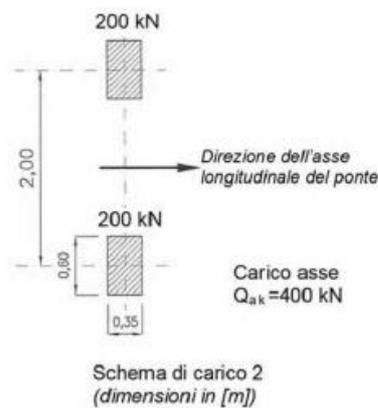
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

I suddetti carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Nel caso in esame, non essendo previsti marciapiedi, non è stato considerato lo Schema di carico 5, relativo alla folla, uniformemente distribuito di intensità pari a 5.0 kN/m².

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato è stato considerato anche lo Schema di carico 2 costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente:



Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I delle NTC2018):

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

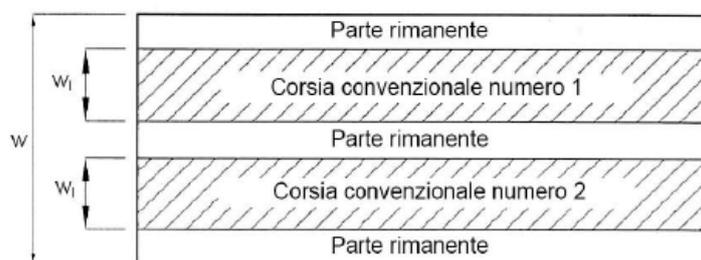


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso in esame, di piattaforma carrabile massima larga 13.50 m, si determinano 3 corsie di larghezza pari a 3.0 m.

5.2.6.1 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali impalcato

La disposizione delle corsie convenzionali nella carreggiata è stata scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa sulla singola trave principale esaminata.

Sono state esaminate le seguenti configurazioni:

- C1-sx: 1 colonna di carico (Corsia Numero 1), disposta a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C2-sx: 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C3-sx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C4-sx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata e parte rimanente;
- C1-dx: 1 colonna di carico (Corsia Numero 1), disposta a partire dal margine destro della carreggiata;
- C2-dx: 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata;
- C3-dx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata;
- C4-dx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata e parte rimanente;

La distribuzione dei carichi accidentali sulle due travi è determinata risolvendo il sistema isostatico costituito dalla soletta d'impalcato appoggiata in corrispondenza delle travi e determinando le reazioni di appoggio.

Impalcato destro

La tabella seguente sintetizza la ripartizione dei carichi mobili per le combinazioni dei carichi mobili - **DX**:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	-30.80	330.80
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	55.80	444.20
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	152.68	447.32
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	-2.77	29.77
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	0.48	34.02
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	7.74	34.26
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.28	0.72

La ripartizione dei carichi mobili per le combinazioni da C1-Sx e C4-Sx è perfettamente simmetrica e si omette.

Come è possibile evincere, gli effetti più gravosi per la singola trave, sono relativi al caso di piattaforma impegnata da tre colonne di carico (vedi Figure 5.1).

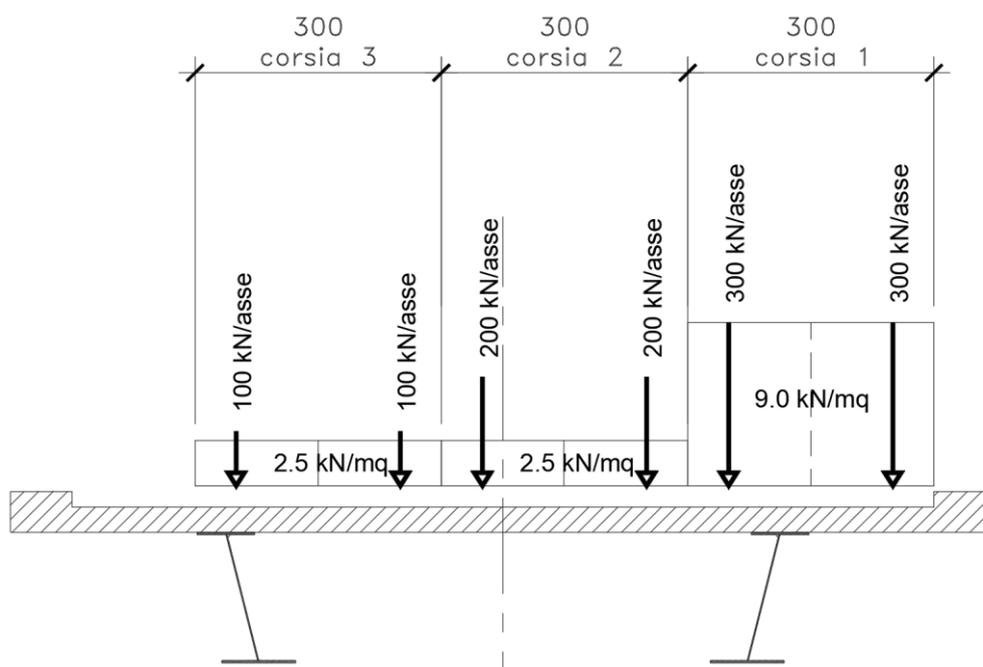


Figure 5.1. Disposizione trasversale carichi mobili per analisi globale travi principali impalcato

Impalcato centrale

La tabella seguente sintetizza la ripartizione dei carichi mobili per le combinazioni dei carichi mobili - SX:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trcen	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	-68.45	100.00	268.45
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	-49.91	166.67	383.24
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	-8.56	200.00	408.56
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	-6.16	9.00	24.16
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	-5.47	11.50	28.47
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	-2.36	14.00	30.36
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)+ parte rimanente	kN/m	1.90	16.02	30.14
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.00	0.33	0.67

La ripartizione dei carichi mobili sulle due travi per le combinazioni in destra è perfettamente simmetrica.

Come è possibile evincere, gli effetti più gravosi per la singola trave, sono relativi al caso di piattaforma impegnata da tre colonne di carico e dalla parte rimanente (vedi Figure 5.2).

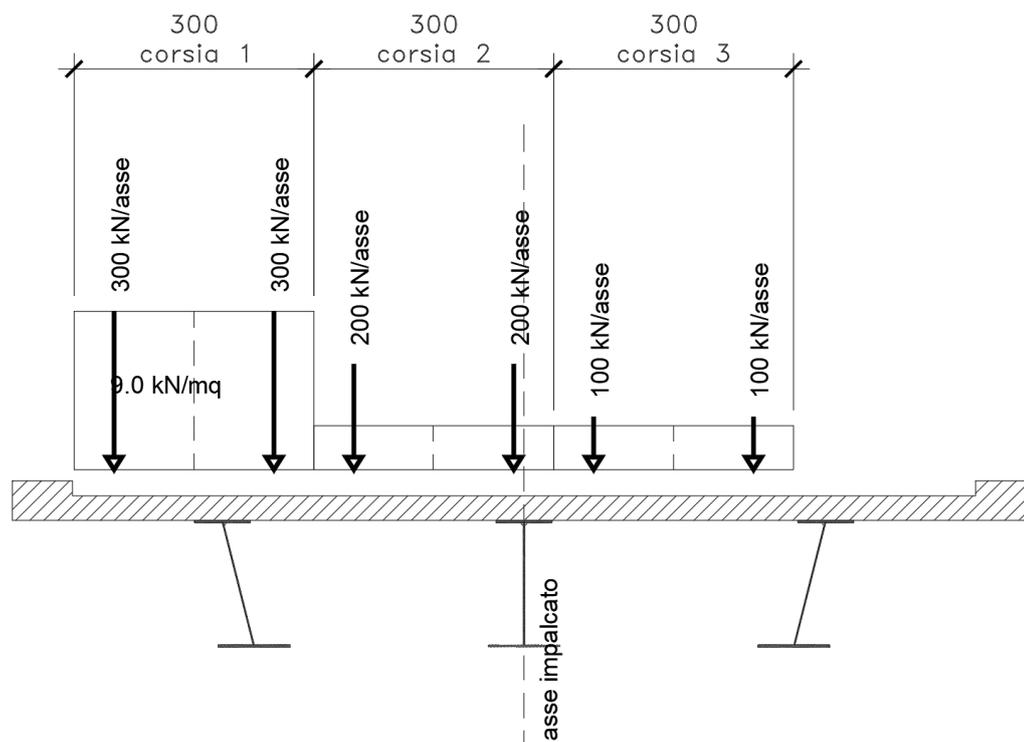


Figure 5.2. Disposizione trasversale carichi mobili per analisi globale travi principali impalcato

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	310.71	-10.71
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	410.71	89.29
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	407.14	192.86
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	27.96	-0.96
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	31.71	2.79
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	31.45	10.55
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.66	0.34

Le ripartizioni dei carichi mobili per le combinazioni in destra sono perfettamente simmetriche.

Come è possibile evincere, gli effetti più gravosi per la singola trave, sono relativi al caso di piattaforma impegnata da tre colonne di carico e dalla parte rimanente (vedi Figure 5.2).

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

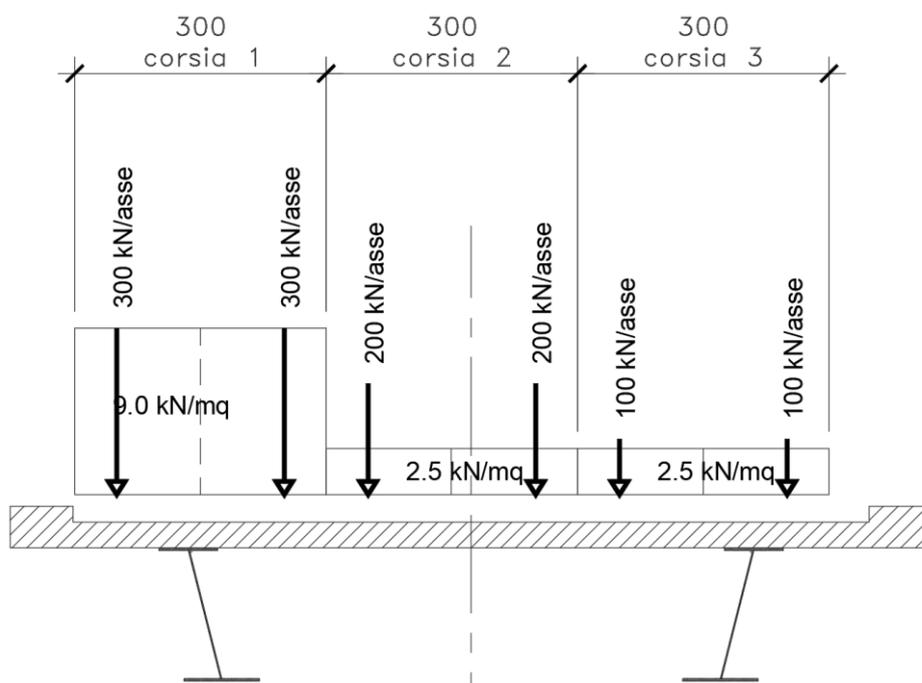


Figure 5.3. Disposizione trasversale carichi mobili per analisi globale travi principali impalcato

Come è possibile evincere dalle precedenti analisi, confrontando la trave maggiormente sollecitata per l'impalcato destro e per il sinistro, gli effetti più gravosi per la singola trave sono relativi alla trave destra dell'impalcato destro.

5.2.6.2 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali sottostrutture

Per la determinazioni dei massimi effetti generati dai carichi mobili sulle sottostrutture, sono state esaminate le seguenti configurazioni:

- N_{max-sx} : impalcato sx impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, e carico distribuito q_{ik} sulla rimanente larghezza e sull'impalcato dx; questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- $M_{tmax-sx}$: impalcato sx impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata; questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture;
- N_{max-dx} : impalcato dx impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, e carico distribuito q_{ik} sulla rimanente larghezza e sull'impalcato sx; questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- $M_{tmax-dx}$: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata; questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture.

5.2.6.3 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

In direzione longitudinale, i carichi sono stati applicati come suggerito dalle linee d'influenza in modo da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

5.2.7 Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{ik}) + 0.10 q_{ik} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Nel caso in esame si ha:

$$q_3 = 561 \text{ kN}$$

5.2.8 Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri), l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella Tab. 5.1.III delle NTC2018, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q4, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q ₄ [kN]
R < 200	0,2 Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 Q _v /R
1500 ≤ R	0

Nel caso in esame la forza centrifuga non è dimensionante.

5.2.9 Azioni di Neve e di Vento – q5

Il carico di neve, non concomitante con i carichi da traffico, non risulta in alcun modo dimensionante nel caso in esame e non viene preso in considerazione.

Le azioni da vento sono state valutate secondo quanto specificato nel par. 3.3 delle NTC2018.

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Per il calcolo dei coefficienti di forma si è fatto riferimento alla UNI-ENV 1991-2-4/1997:

$$C_{f,x} = C_{f,x,0} \cdot \psi_{\lambda,x}$$

Dove:

$C_{fx,0}$ è il coefficiente di forma per snellezza infinita da determinarsi in base alle caratteristiche geometriche dell'impalcato ed al rapporto d/b in base alle figure sotto riportate:

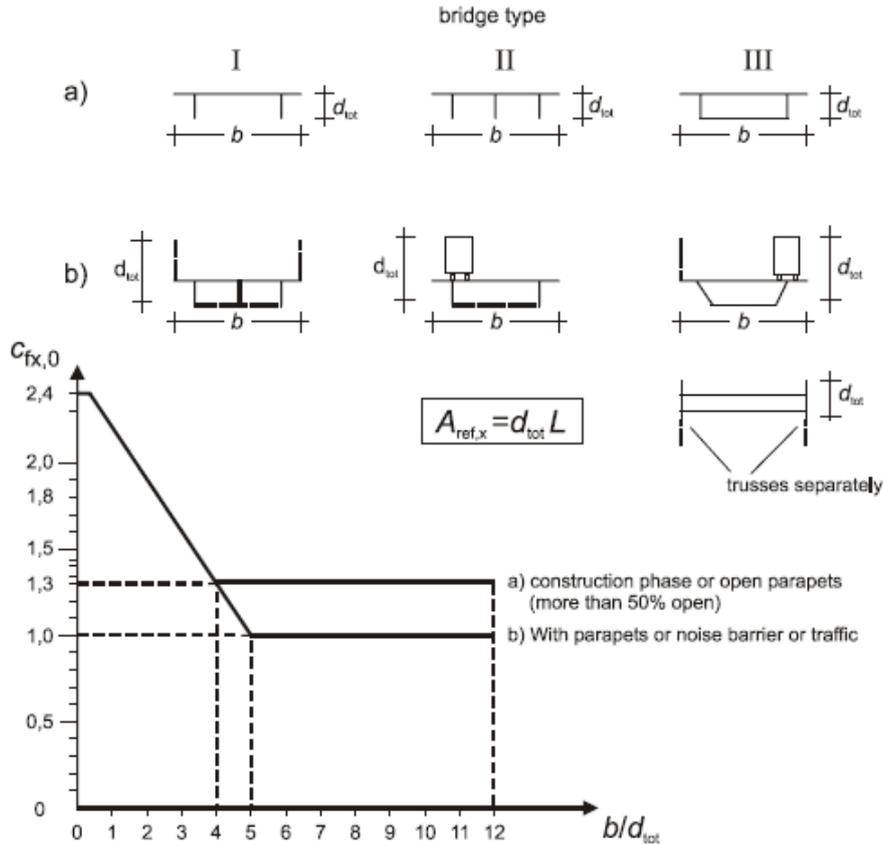


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $C_{fx,0}$

Il valore del fattore di riduzione $\psi_{\lambda,x}$ si ricava in funzione della snellezza effettiva λ e del rapporto di solidità ϕ dal grafico sottostante:

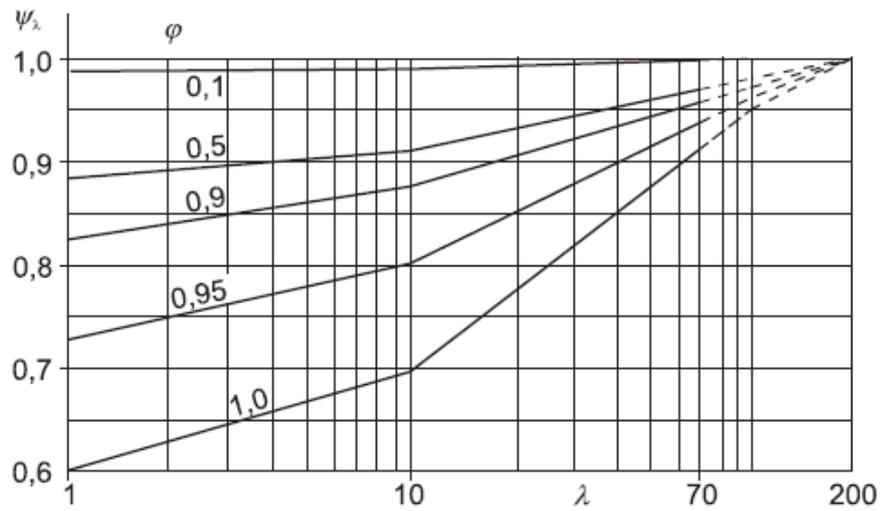


Figure 7.36 — Indicative values of the end-effect factor ψ_λ as a function of solidity ratio ϕ versus slenderness λ

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni esercitate dal vento sulle strutture d'impalcato:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato destro

Effetti dovuti al Vento (q5)	var	unità	
parametro vb,0	vb0	m/sec	28
parametro a0	a0	m	750
parametro ka	ka	l/sec	0.4
altitudine del viadotto s.l.m.	as	m	20
velocità di riferimento vb	vb	m/sec	28.0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0.49
Classe di rugosità del terreno			D
Categoria di esposizione del sito			II
coefficiente kr	kr		0.19
altezza di riferimento z0	z0	m	0.05
altezza di riferimento zmin	zmin	m	4.00
altezza dal suolo z	z	m	10.0
coefficiente di topografia	ct		1.0
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		2.35
coefficiente dinamico cd	cd		1.00
coefficiente di forma cp impalcato scarico	cp1		1.80
coefficiente di forma cp impalcato carico	cp2		1.80
coefficiente di forma cp pile	cp3		1.20
pressione del vento impalcato scarico		kN/m2	2.08
pressione del vento impalcato carico		kN/m2	2.08
pressione del vento pile		kN/m2	1.38
Lunghezza complessiva impalcato	Ltot	m	74.2
altezza impalcato scarico	Hp1	m	6.11
Altezza impalcato carico	Hp2	m	6.11
Altezza centro di taglio	zg	m	1.76
Carichi dovuti al vento	qt (kN/m)	b (m)	Mt (kNm/m)
Impalcato scarico (braccio al baricentro impalcato)	12.7	1.30	16.5
Impalcato carico (braccio rispetto al baricentro impalcato)	12.7	1.30	16.5
Impalcato scarico (braccio rispetto agli appoggi)	12.7	3.06	38.8
Impalcato carico (braccio rispetto agli appoggi)	12.7	3.06	38.8

I momenti Mt determinano i seguenti carichi verticali sulle due travi:

Carichi verticali agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Vento ad impalcato scarico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-2.95	2.95
Vento ad impalcato carico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-2.95	2.95
Vento ad impalcato scarico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-6.93	6.93
Vento ad impalcato carico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-6.93	6.93

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato centrale

Effetti dovuti al Vento (q5)	var	unità	
parametro vb,0	vb0	m/sec	28
parametro a0	a0	m	750
parametro ka	ka	l/sec)	0.4
altitudine del viadotto s.l.m.	as	m	20
velocità di riferimento vb	vb	m/sec	28.0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0.49
Classe di rugosità del terreno			D
Categoria di esposizione del sito			II
coefficiente kr	kr		0.19
altezza di riferimento z0	z0	m	0.05
altezza di riferimento zmin	zmin	m	4.00
altezza dal suolo z	z	m	10.0
coefficiente di topografia	ct		1.0
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		2.35
coefficiente dinamico cd	cd		1.00
coefficiente di forma cp impalcato scarico	cp1		1.20
coefficiente di forma cp impalcato carico	cp2		1.48
coefficiente di forma cp pile	cp3		1.20
pressione del vento impalcato scarico		kN/m2	1.38
pressione del vento impalcato carico		kN/m2	1.71
pressione del vento pile		kN/m2	1.38
Lunghezza complessiva impalcato	Ltot	m	74.2
altezza impalcato scarico	Hp1	m	2.11
Altezza impalcato carico	Hp2	m	5.01
Altezza centro di taglio	zg	m	1.76
Carichi dovuti al vento	qt (kN/m)	b (m)	Mt (kNm/m)
Impalcato scarico (braccio al baricentro impalcato)	2.9	0.70	2.0
Impalcato carico (braccio rispetto al baricentro impalcato)	8.6	0.75	6.4
Impalcato scarico (braccio rispetto agli appoggi)	2.9	1.06	3.1
Impalcato carico (braccio rispetto agli appoggi)	8.6	2.51	21.4

I momenti Mt determinano i seguenti carichi verticali sulle due travi:

Carichi verticali agenti sulle travi		Trsx	Trcen	Trdx
Vento ad impalcato scarico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-0.22	0.00	0.22
Vento ad impalcato carico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-0.69	0.00	0.69
Vento ad impalcato scarico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-0.33	0.00	0.33
Vento ad impalcato carico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-2.29	0.00	2.29

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato sinistra

Effetti dovuti al Vento (q5)	var	unità	
parametro vb,0	vb0	m/sec	28
parametro a0	a0	m	750
parametro ka	ka	l/sec)	0.4
altitudine del viadotto s.l.m.	as	m	20
velocità di riferimento vb	vb	m/sec	28.0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0.49
Classe di rugosità del terreno			D
Categoria di esposizione del sito			II
coefficiente kr	kr		0.19
altezza di riferimento z0	z0	m	0.05
altezza di riferimento zmin	zmin	m	4.00
altezza dal suolo z	z	m	10.0
coefficiente di topografia	ct		1.0
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		2.35
coefficiente dinamico cd	cd		1.00
coefficiente di forma cp impalcato scarico	cp1		1.84
coefficiente di forma cp impalcato carico	cp2		1.84
coefficiente di forma cp pile	cp3		1.20
pressione del vento impalcato scarico		kN/m2	2.12
pressione del vento impalcato carico		kN/m2	2.12
pressione del vento pile		kN/m2	1.38
Lunghezza complessiva impalcato	Ltot	m	74.2
altezza impalcato scarico	Hp1	m	6.11
Altezza impalcato carico	Hp2	m	6.11
Altezza centro di taglio	zg	m	1.76
Carichi dovuti al vento	qt (kN/m)	b (m)	Mt (kNm/m)
Impalcato scarico (braccio al baricentro impalcato)	12.9	1.30	16.8
Impalcato carico (braccio rispetto al baricentro impalcato)	12.9	1.30	16.8
Impalcato scarico (braccio rispetto agli appoggi)	12.9	3.06	39.5
Impalcato carico (braccio rispetto agli appoggi)	12.9	3.06	39.6

I momenti Mt determinano i seguenti carichi verticali sulle due travi:

Carichi verticali agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Vento ad impalcato scarico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-3.00	3.00
Vento ad impalcato carico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-3.01	3.01
Vento ad impalcato scarico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-7.06	7.06
Vento ad impalcato carico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-7.06	7.06

5.2.10 Azioni della temperatura – q7

Le variazioni termiche agenti sulle strutture d'impalcato sono state adottate in accordo alla norma EN 1991-1-5.

Nell'analisi globale delle strutture d'impalcato e delle sottostrutture sono state considerate:

- una variazione termica positiva tra soletta e travi metalliche pari a $+10^{\circ}$;
- una variazione termica negativa tra soletta e travi metalliche pari a -10° .

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

La differenza di temperatura uniforme agente sulle strutture d'impalcato, considerata ai fini del dimensionamento dell'escursione longitudinale di dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione, è stata valutata in base ai seguenti parametri:

Dati	Var	unità	
Tipologia di impalcato	Type		2
Coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	25
Zona climatica	Z		II
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{CS}		0.00015

La tipologia d'impalcato fa riferimento alla classificazione della EN 1991-1-5 (tipo 2 per impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo).

La zona climatica fa riferimento alla zonizzazione del territorio nazionale di seguito illustrata:

Al fine della valutazione della temperatura dell'aria all'ombra a quote diverse da quella del mare, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone climatiche:

- zona I (Valle d'Aosta, Piemonte Lombardia, Emilia Romagna, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Trentino Alto Adige);
- zona II (Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata);
- zona III (Marche, Abruzzo, Molise, Puglia);
- zona IV (Calabria, Sicilia).



Figura 5.4: Zonizzazione del territorio nazionale per valutazioni azioni climatiche

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

I valori delle temperature massime e minime all'ombra al livello del mare, sono state desunte dalle seguenti mappe:

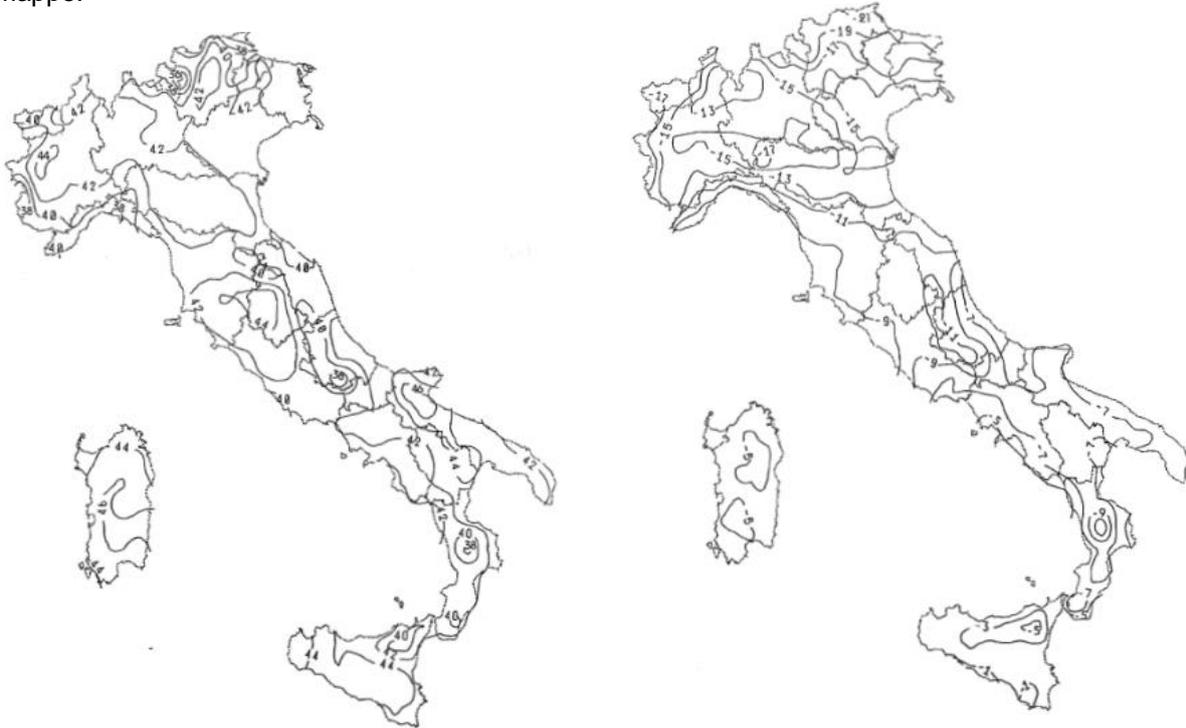


Figura 5.5: Temperature dell'aria massime T_{max} (sx) e minime T_{min} (dx) dell'aria all'ombra al livello del mare

Gli effetti dovuti alle variazioni termiche differenziali sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:

Variazioni termiche positive:

$$N\Delta T+ = \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T+ = - N\Delta T+ \times z$$

Variazioni termiche negative:

$$N\Delta T- = - \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T- = N\Delta T- \times z$$

Essendo:

- α il coefficiente di dilatazione termica;
- A_c l'area della soletta gettata in opera;
- E_a modulo elastico dell'acciaio;
- n_0 coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni di breve termine.
- z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di breve termine.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

Impalcato destro

Effetti dovuti alle Variazioni termiche (q7)	var	unità	
variazione termica positiva	$\Delta T+$	°	10.0
variazione termica negativa	$\Delta T-$	°	-10.0
coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05
coefficiente di omogeneizzazione a t0	n0		6.16
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a t0 estremità sx	z	m	0.421
baricentro della sezione composta a t0 estremità dx	z	m	0.421
Forza assiale d'estremità DT+	NcdT+	kN	9200.8
Momento flettente d'estremità sx	McdT+sx	kNm	-3875.8
Momento flettente d'estremità sx	McdT+dx	kNm	-3875.8
Forza assiale d'estremità DT-	NcdT-	kN	-9200.8
Momento flettente d'estremità sx	McdT-sx	kNm	3875.8
Momento flettente d'estremità sx	McdT-dx	kNm	3875.8

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità - DT+	kN	4600.4	4600.4
Momento flettente d'estremità sx	kNm	-1937.9	-1937.9
Momento flettente d'estremità dx	kNm	-1937.9	-1937.9
Forza assiale d'estremità - DT-	kN	-4600.4	-4600.4
Momento flettente d'estremità sx	kNm	1937.9	1937.9
Momento flettente d'estremità dx	kNm	1937.9	1937.9

Impalcato centrale

Effetti dovuti alle Variazioni termiche (q7)	var	unità	
variazione termica positiva	$\Delta T+$	°	10.0
variazione termica negativa	$\Delta T-$	°	-10.0
coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05
coefficiente di omogeneizzazione a t0	n0		6.16
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a t0 estremità sx	z	m	0.415
baricentro della sezione composta a t0 estremità dx	z	m	0.415
Forza assiale d'estremità DT+	NcdT+	kN	12267.8
Momento flettente d'estremità sx	McdT+sx	kNm	-5094.7
Momento flettente d'estremità sx	McdT+dx	kNm	-5094.7
Forza assiale d'estremità DT-	NcdT-	kN	-12267.8
Momento flettente d'estremità sx	McdT-sx	kNm	5094.7
Momento flettente d'estremità sx	McdT-dx	kNm	5094.7

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità - DT+	kN	4089.3	4089.3
Momento flettente d'estremità sx	kNm	-1698.2	-1698.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	-1698.2	-1698.2
Forza assiale d'estremità - DT-	kN	-4089.3	-4089.3
Momento flettente d'estremità sx	kNm	1698.2	1698.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	1698.2	1698.2

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Impalcato sinistro

Effetti dovuti alle Variazioni termiche (q7)	var	unità	
variazione termica positiva	$\Delta T+$	°	10.0
variazione termica negativa	$\Delta T-$	°	-10.0
coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05
coefficiente di omogeneizzazione a t0	n0		6.16
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a t0 estremità sx	z	m	0.421
baricentro della sezione composta a t0 estremità dx	z	m	0.421
Forza assiale d'estremità DT+	NcdT+	kN	8587.4
Momento flettente d'estremità sx	McdT+sx	kNm	-3617.4
Momento flettente d'estremità sx	McdT+dx	kNm	-3617.4
Forza assiale d'estremità DT-	NcdT-	kN	-8587.4
Momento flettente d'estremità sx	McdT-sx	kNm	3617.4
Momento flettente d'estremità sx	McdT-dx	kNm	3617.4

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità - DT+	kN	4293.7	4293.7
Momento flettente d'estremità sx	kNm	-1808.7	-1808.7
Momento flettente d'estremità dx	kNm	-1808.7	-1808.7
Forza assiale d'estremità - DT-	kN	-4293.7	-4293.7
Momento flettente d'estremità sx	kNm	1808.7	1808.7
Momento flettente d'estremità dx	kNm	1808.7	1808.7

5.2.11 Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8

Il sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, secondo il paragrafo §5.1.3.10 delle NTC2018, può essere valutato alternativamente sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1 e h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10m) e h2 = 1,00 m.

La norma specifica altresì che nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo.

Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50, fermo restando che trattandosi di azione eccezionale, il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto del veicolo in svio deve essere assunto unitario.

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Nel caso in esame, è previsto l'impiego di barriere di fornitura Anas con classe di contenimento H3-BP.

La tabella seguente riporta il calcolo del momento trasmesso dal singolo montante delle barriere di sicurezza alle strutture di sostegno in funzione della classe di contenimento:

Azioni da urto di veicolo in svio	Var	unità	H2BP	H3BP	H4BP
Profilo montante	Prof		C160x120x40x5	C160x120x40x5	C160x120x40x5
Interasse montanti	im	m	2.25	1.50	1.50
Altezza barriera	hb	m	1.355	1.51	1.56
Altezza piastre di rinforzo alla base	hpr	m	0.20	0.20	0.20
Spessore piastra di base	spb	m	0.015	0.015	0.015
Sovralzo cordolo su piano viario	hc	m	0.05	0.05	0.05
Altezza punto di applicazione dal piano viario	hq8	m	1.00	1.00	1.00
distanza tra punto di applicazione e cerniera plastica	bp	m	0.735	0.735	0.735
Modulo plastico di resistenza	Wp	mm ³	144480	144480	144480
tensione di snervamento acciaio	fyk	MPa	275	275	275
Momento plastico	Mp	kNm	51.7	51.7	51.7
Forza orizzontale associata a Mp: Hp = Mp/bp	Hp	kN	70.3	70.3	70.3
Mtot = Mp + Hp x (hc + spb + hpr)	Mtot	kNm	70.3	70.3	70.3

Il valore della forze è sempre lo stesso atteso che il profilo previsto per i montanti delle barriere Anas ha sempre le stesse caratteristiche.

Trattandosi di opere di nuova realizzazione è apparso conveniente riferirsi alle forze e schemi di applicazione delle forze d'urto previste nel "Quaderno Anas n.1", per condizioni "ordinarie", che prevede l'applicazione di forze trasversali più elevate rispetto a quelle corrispondenti alla plasticizzazione dei montanti delle barriere Anas:

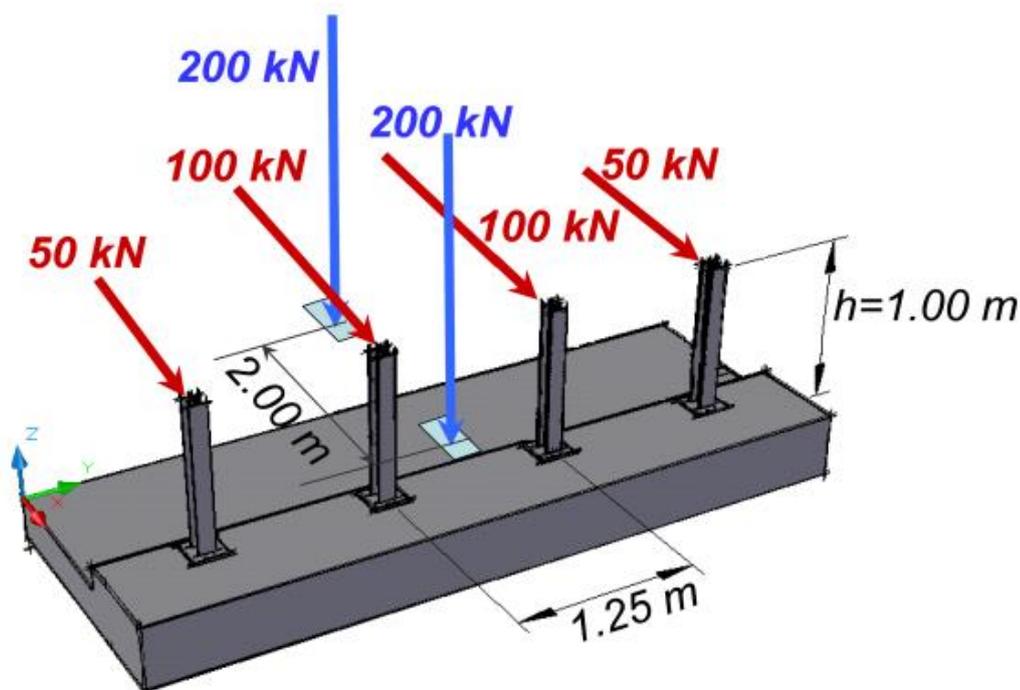


Figura 5.6: Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie"

La condizione di progettazione "ordinaria" è raggiunta se sono verificati i seguenti aspetti:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

- **connessioni tra barriere e strutture:** si ipotizza l'installazione di barriere metalliche vincolate alla struttura per mezzo di connessioni pseudo-duttile, ossia in particolare mediante l'utilizzo di 3 o 4 tirafondi in acciaio per ciascuna piastra alla base dei montanti della barriera, ancorati chimicamente al calcestruzzo e meccanicamente alla piastra con bulloni serrati (alla coppia di serraggio stabilita dal manuale di installazione della barriera);
- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è contenuta entro il 30% del flusso totale di traffico; le velocità praticate sono coerenti con la velocità di progetto della strada, per quanto riguarda i veicoli leggeri, e con i limiti legali di velocità per i veicoli pesanti;
- **configurazione geometrica della strada:** si fa riferimento a tratti stradali in rettilineo ed in orizzontale ovvero caratterizzati da andamento planimetrico e altimetrico della strada poco differente da tali condizioni.

Il sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinarie prevede:

- **forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.
- **carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezz'area della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

5.2.12 Resistenze parassite dei vincoli – q9

Le resistenze parassite dei dispositivi disposti sulle pile e sulle spalle sono state valutate sulla base delle caratteristiche di rigidità degli isolatori elastomerici impiegati ed in base agli spostamenti previsti.

Queste azioni sono sempre associate alla condizione di carico che le produce (Dilatazione termiche, ritiro).

5.2.13 Azioni sismiche – E

5.2.13.1 Coordinate di riferimento e parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione Sardegna utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

S.S. 130 "Iglesiente"		 GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Vita Nominale	$V_N =$	100	anni
Classe d'uso	CI =	IV	
Coefficiente d'uso	C.u. =	2.0	
Periodo di riferimento	$V_R =$	200	anni

PARAMETRI SISMICI

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
SLO	120	0.035	2.743	0.313
SLD	201	0.040	2.837	0.320
SLV	1898	0.073	3.076	0.404
SLC	3899	0.085	3.145	0.416

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC 2018.

5.2.13.2 Spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \times S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5.1) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.2);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 5.1);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:
 $T_B = T_C/3$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5.1 – Espressioni per S_s e C_c

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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 5.2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Nel caso in esame si ha:

- Categoria di sottosuolo: **C**
- Categoria stratigrafica: **T1**

La figura seguente illustra gli spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali:

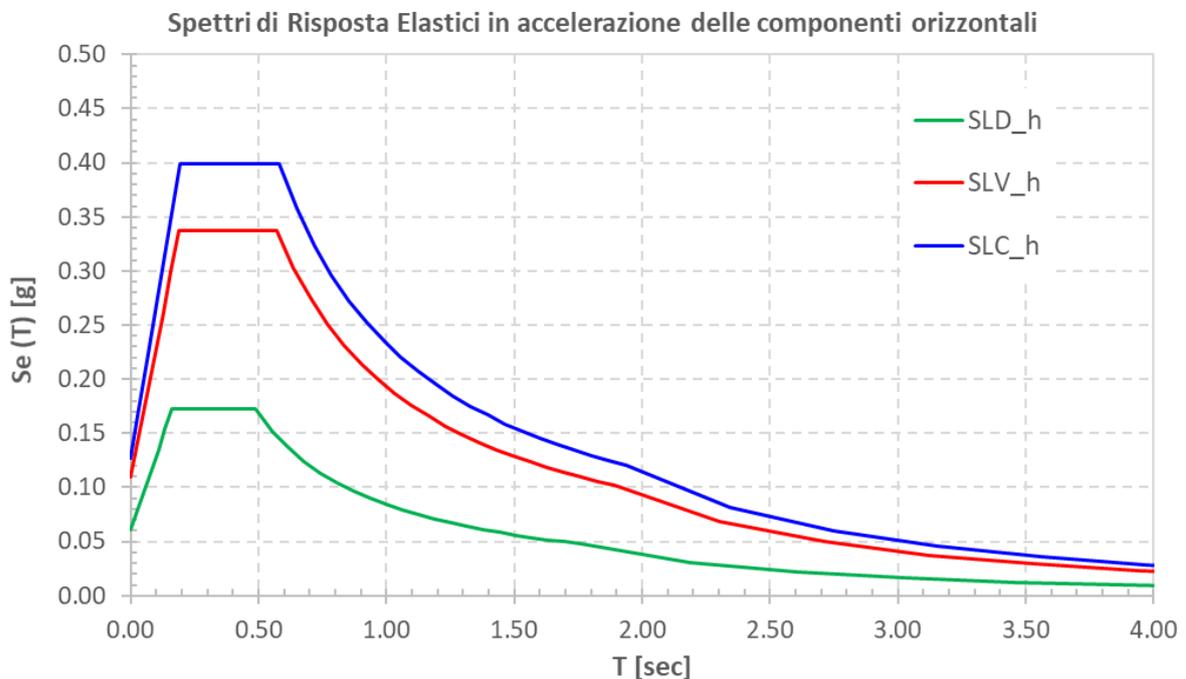


Figura 5.7 – Spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]	C_c [-]	d_g [m]	v_g [m/s]
SLD	0.040	2.837	0.320	0.163	0.489	1.762	1.50	1.00	1.50	1.53	0.013	0.047
SLV	0.073	3.076	0.404	0.191	0.572	1.892	1.50	1.00	1.50	1.42	0.029	0.099
SLC	0.085	3.145	0.416	0.194	0.583	1.938	1.50	1.00	1.50	1.40	0.035	0.116

Tabella 5.3 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta elastici

5.2.13.3 Spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

Gli spettri di risposta elastici della componente verticale sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_{ve}(T)$ è l'accelerazione spettrale verticale;

F_v Il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione $F_v = 1.35 \times F_0 \times (a_g/g)^{0.5}$;

I valori di a_g , F_0 , S , η sono quelli precedentemente definiti per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC2018:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La figura seguente illustra gli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale di progetto:

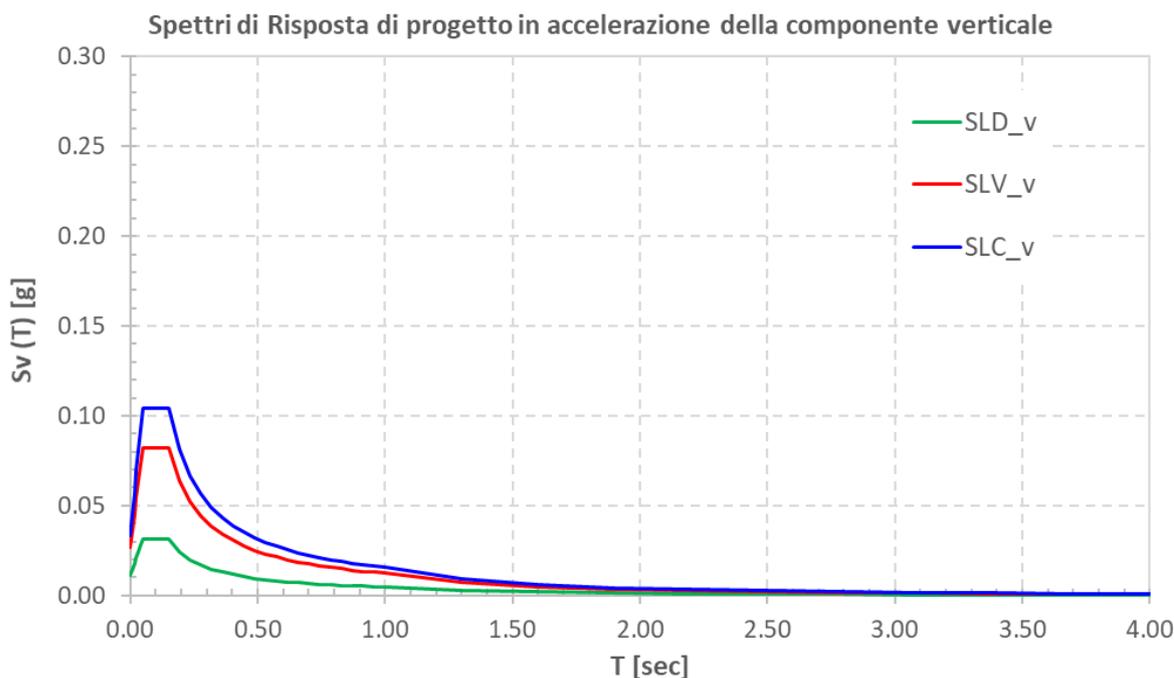


Figura 5.8 – Spettri elastici di risposta in accelerazione della componente verticale

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	F_v [-]	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]
SLD	0.040	2.837	0.771	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLV	0.073	3.076	1.123	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLC	0.085	3.145	1.234	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00

Tabella 5.4 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

5.2.13.4 Masse sismiche

In accordo al punto §5.1.3.12 delle NTC2018, Per determinare gli effetti delle azioni sismiche sulle strutture si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti portati, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

5.3 Combinazioni di Carico

5.3.1 Combinazioni di carico in esercizio

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono state considerate le combinazioni di cui ai gruppi di azioni 1, 2a e 2b della tabella 5.1.IV delle NTC2018:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La tabella 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche SLU:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	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

⁽¹⁾ 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

Nel caso in esame, essendo i carichi permanenti non strutturali compitamente definiti sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	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

5.3.1.1 Combinazioni per verifiche strutture d'impalcato

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7b} + 1.50 \times 0.6 \times q_5$;
- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7a} + 1.50 \times 0.6 \times q_5$;

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-Rara sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7b} + 0.6 \times q_5$;
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7a} + 0.6 \times q_5$;

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-FRequente sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7b}$;
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7a}$

Dove:

- G_1 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai pesi propri;
- G_2 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai permanenti portati;
- ε_2 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al ritiro;
- ε_4 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai cedimenti dei vincoli (ove previsti);

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

- q_{7a} sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica positiva;
- q_{7b} sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica negativa;
- Q₁ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alle azioni variabili da traffico (C carichi concentrati – D carichi distribuiti – F folla);
- Q₅ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al vento.

5.3.1.2 Combinazioni per sottostrutture

Si rimanda ai capitoli relativi ai dimensionamento di pile e spalle.

5.3.2 Combinazioni di carico in fase sismica

La risposta della struttura è stata calcolata per sisma agente in direzione orizzontale trasversale e longitudinale ed in direzione verticale.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

$$E_I = E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_t = 0.30 E_{EI} \pm E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_v = 0.30 E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm E_{Ev}$$

Essendo:

E_{EI} Azione sismica in direzione orizzontale longitudinale;

E_{Et} Azione sismica in direzione orizzontale trasversale;

E_{Ev} Azione sismica in direzione verticale.

Le azioni sismiche sono state combinate con i carichi permanenti secondo la seguente espressione:

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

Nelle verifiche di resistenza delle strutture d'impalcato è omessa la combinazione sismica in quanto non dimensionante.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

6 ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO BITRAVE

6.1 Criteri di calcolo

6.1.1 Analisi globale

6.1.1.1 Definizione del modello di calcolo

Gli impalcati bitrave hanno uno [schema statico di trave continua a più campate](#) con luci pari agli interassi delle spalle-pile misurati sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta [su una singola trave principale](#), sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi ed alle azioni del vento.

Nello specifico, in considerazione dell'analisi dei carichi precedentemente illustrata, si considera la trave destra dell'impalcato destro più caricata rispetto alle altre aventi le medesime caratteristiche geometriche.

La trave continua è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta.

La trave è stata vincolata rigidamente in corrispondenza degli allineamenti di pile e spalle.

6.1.1.2 Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi

L'analisi è stata condotta per fasi distinte per tenere conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'evoluzione delle caratteristiche geometrico-inerziali della struttura nel tempo. In particolare, sono stati analizzati i seguenti modelli:

1. *Modello 1*: In cui le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni sono ottenute considerando la sola struttura metallica. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti ai pesi propri. Per quanto attiene l'impalcato il peso proprio è quello complessivo relativo alla carpenteria metallica, al peso delle predalles ed al peso del getto di completamento della soletta in c.a.;
2. *Modello 2*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_{inf}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di lunga durata: Carichi permanenti e cedimenti vincolari.
3. *Modello r*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_{rit}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti al ritiro.
4. *Modello 3*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_0$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di breve durata o impulsive: Azioni variabili da traffico, Variazioni termiche, Vento.

Nei modelli 2, 3 e 4 si è tenuto conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% delle luci delle campate adiacenti e considerando comunque il contributo inerziale delle armature presenti entro la soletta collaborante.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

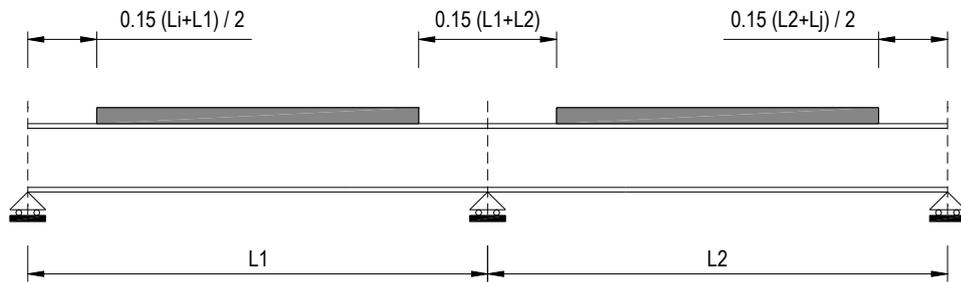


Figura 6.1. Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

6.1.1.3 Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica

Le larghezze collaboranti della soletta da considerare in fase di verifica delle sezioni composte sono state determinate come precisato nel par. §4.3.2.3 delle NTC2018.

La larghezza efficace b_{eff} della soletta è stata determinata con l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

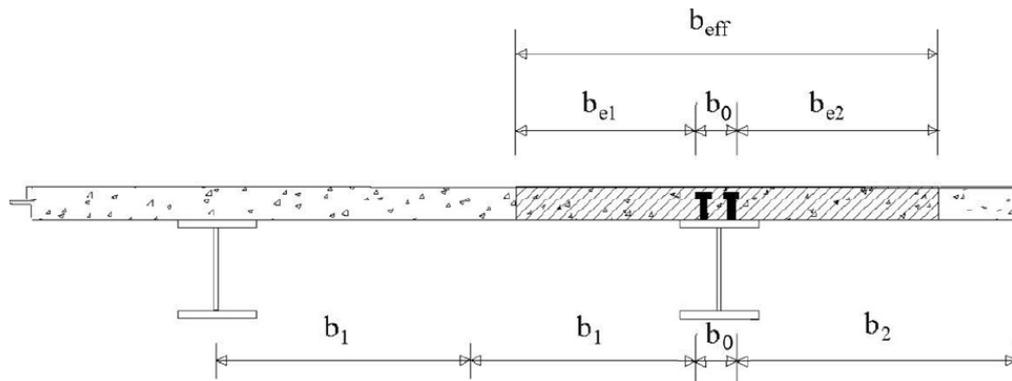


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

dove:

b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori;

b_{ei} è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta pari al minimo tra b_i e $L_e/8$;

L_e nelle travi poggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella fig. 4.3.2. delle NTC2018:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

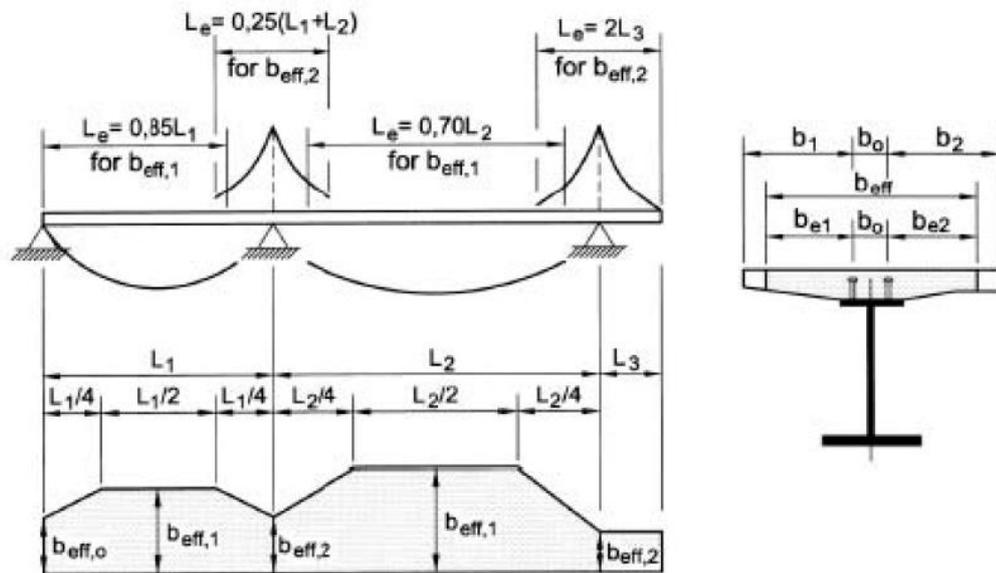


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0,55 + 0,25 L_e/b_{ei}) \leq 1,0$$

In fase di analisi è stata considerata una larghezza efficace costante sull'intera lunghezza di ogni campata e pari al valore ottenuto in mezzeria (b_{eff1}) così come esposto in precedenza.

6.1.2 Analisi locali

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante un modello agli elementi finiti che la schematizza attraverso elementi tipo SHELL, vincolate in semplice appoggio in corrispondenza delle travi principali.

6.2 Analisi statica globale

L'analisi statica globale della trave continua è stata condotta con l'ausilio del noto programma agli elementi finiti SAP2000P®.

La figura seguente illustra la geometria del modello di calcolo:



Figura 6.2. Geometria del modello di calcolo

6.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi

In allegato si riepilogano le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni che compongono le sezioni d'impalcato considerate in fase di analisi.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

I simboli corrispondono allo schema seguente:

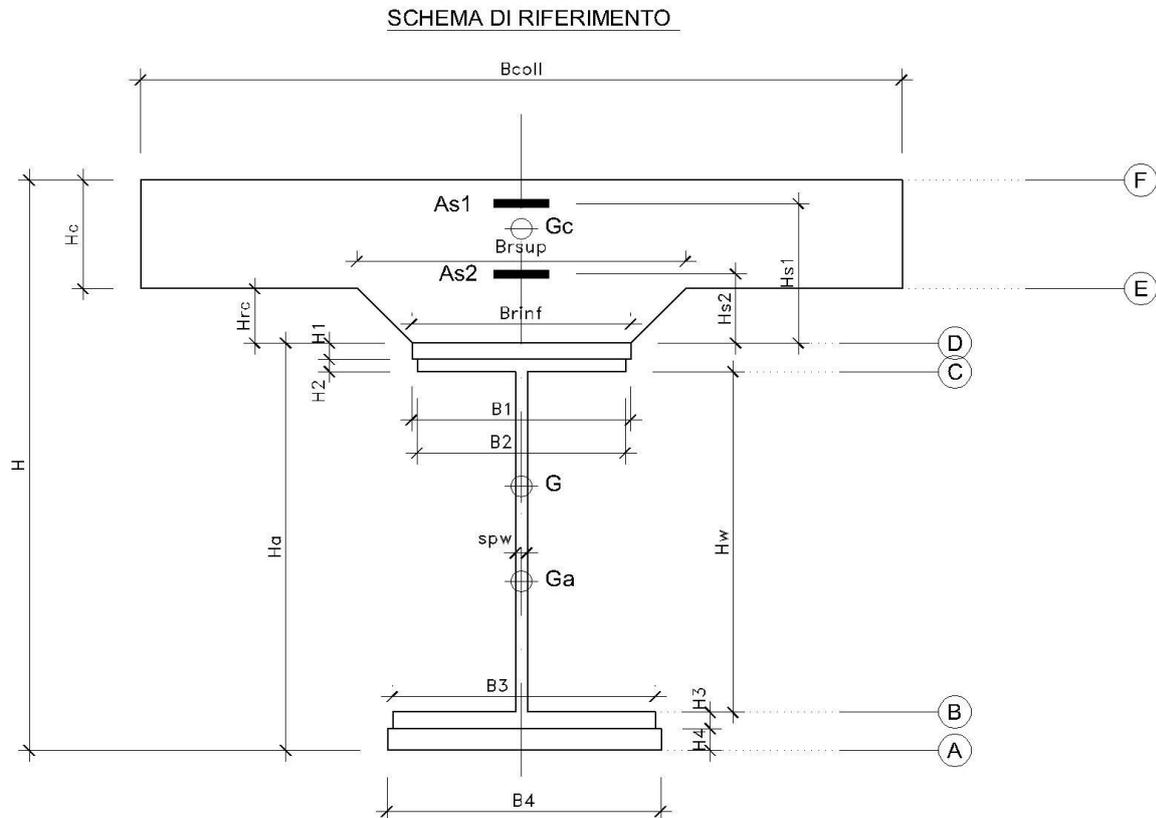


Figura 6.3. Schema di riferimento per la valutazione delle caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni delle travi d'impalcato

6.2.2 Applicazione dei carichi al modello

6.2.2.1 Peso proprio della struttura (Load G1) – fase 1

Il peso proprio della carpenteria metallica dell'impalcato è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando il coefficiente maggiorativo specificato al par. 5.2.1.1 che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta, specificato al par. 5.2.1.1, è stato applicato quale carico uniformemente distribuito agli elementi che schematizzano la trave.

6.2.2.2 Carichi permanenti portati (Load G2) – fase 2

I carichi permanenti portati, specificato al par. 5.2.2.1, sono stati applicati quali carichi uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

6.2.2.3 Cedimenti vincolari (Load CED1, CED2, CED3 – Involuppi Comb: CED) – fase 2

I cedimenti vincolari, specificati al par.5.2.5, sono stati applicati quali spostamenti imposti ai vincoli fissi che schematizzano spalle e pile.

Sono state considerate 3 condizioni di carico:

- CED1: che prevede il cedimento degli allineamenti dispari;
- CED2: che prevede il cedimento degli allineamenti pari;
- CED3: che prevede il cedimento delle sole spalle.

6.2.2.4 Ritiro (LOAD RIT) - fase 2

Per poter valutare gli effetti del ritiro iperstatico, sono state applicate alle estremità della struttura coppie concentrate di intensità specificata al par. 5.2.4.1.

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni.

6.2.2.5 Carichi mobili verticali (MOVE MVDX, MVSX) – fase 3

L'applicazione dei treni di carico nel modello avviene attraverso un apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti a uno o più treni di carico viaggianti lungo linee di carico (lanes) prefissate, che nel caso in esame corrispondono [all'asse della trave](#).

In particolare, è stato utilizzato l'apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti ad un treno di carico viaggiante lungo la struttura.

Sono stati considerati i seguenti treni di carico viaggiante relativi alla trave complessivamente più sollecitata:

- V2018-C: Carichi concentrati dello Schema di carico 1
- V2018-D: Carichi distribuiti dello Schema di carico 1

6.2.2.6 Variazioni termiche (LOAD DT+, DT-) - fase 3

Per poter valutare gli effetti iperstatici generati dalle variazioni termiche tra soletta e struttura metallica, sono state applicate alle estremità della struttura coppie concentrate di intensità specificata al par.5.2.10.

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni.

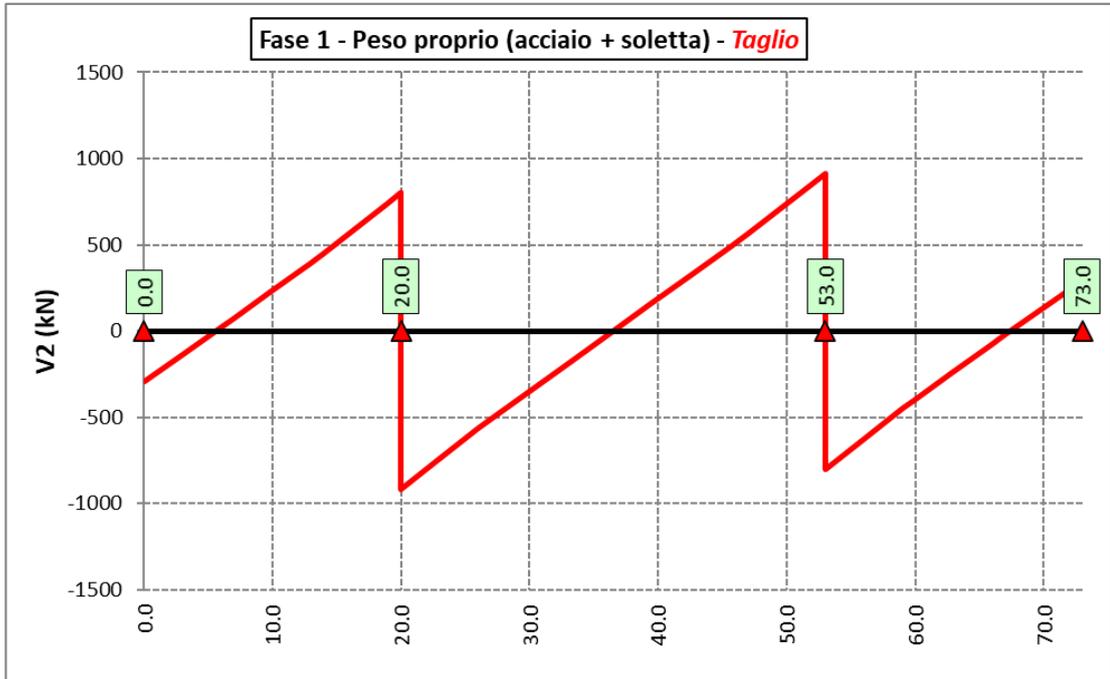
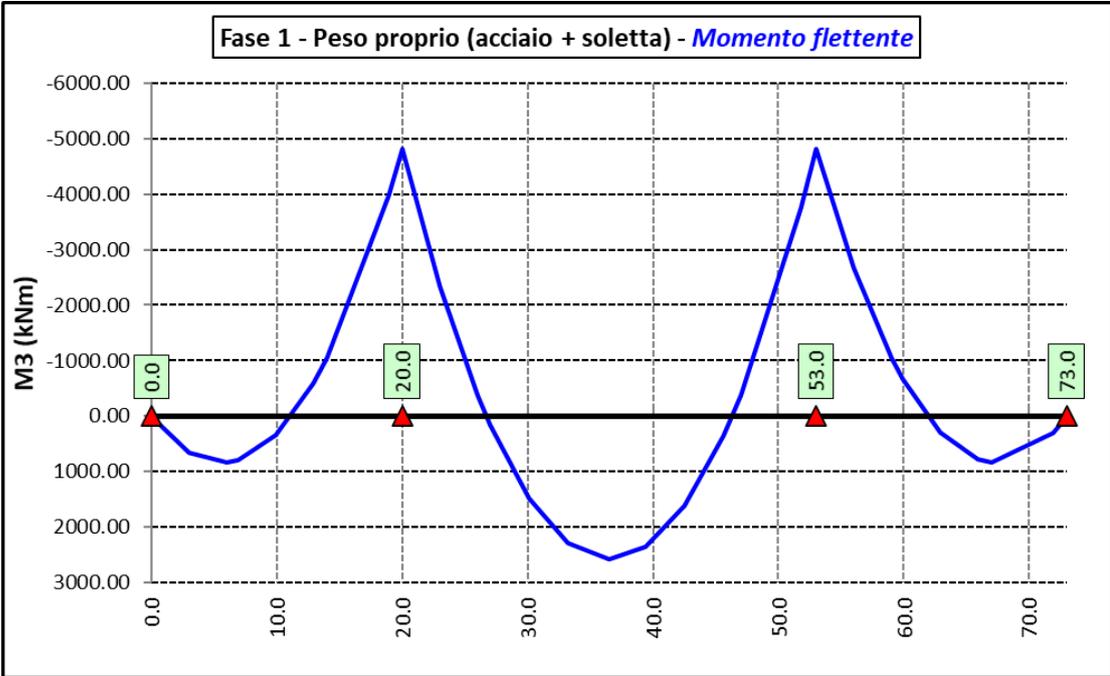
6.2.2.7 Vento trasversale (LOAD Q5-TR, Q5-APP) - fase 3

Le azioni dovute al vento, specificate al par. 0, sono state applicate quali carichi verticali uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

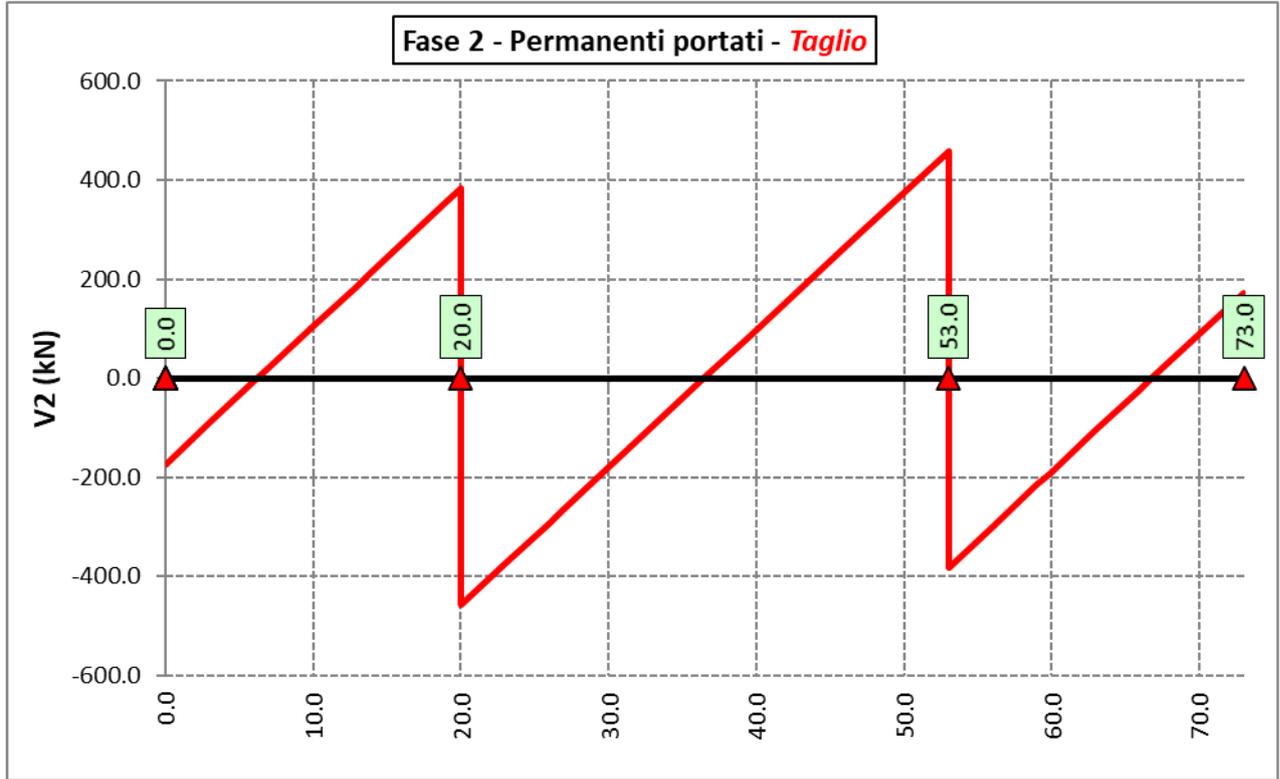
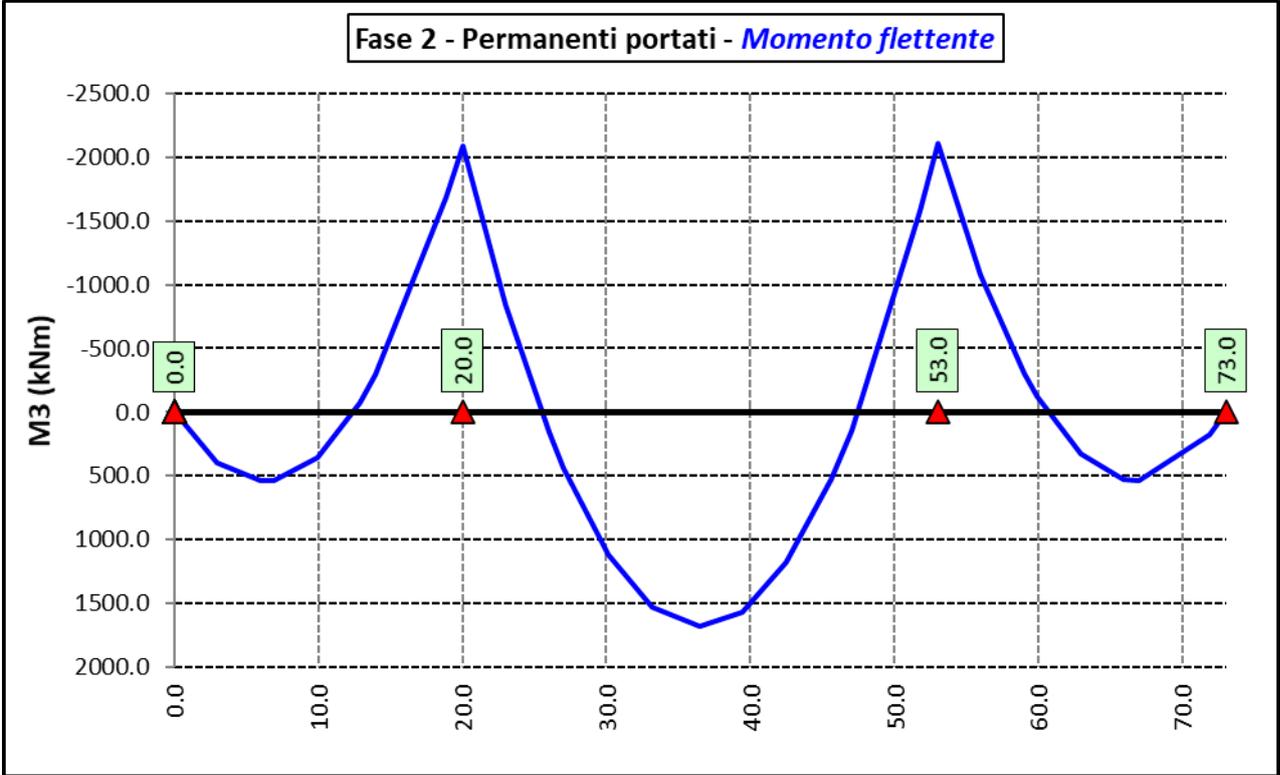
6.2.3 Sollecitazioni di progetto

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni agenti sulla trave principale maggiormente sollecitata, in termini di Momento flettente M3 e sforzo di taglio V2 per ciascuna condizione di carico esaminata:

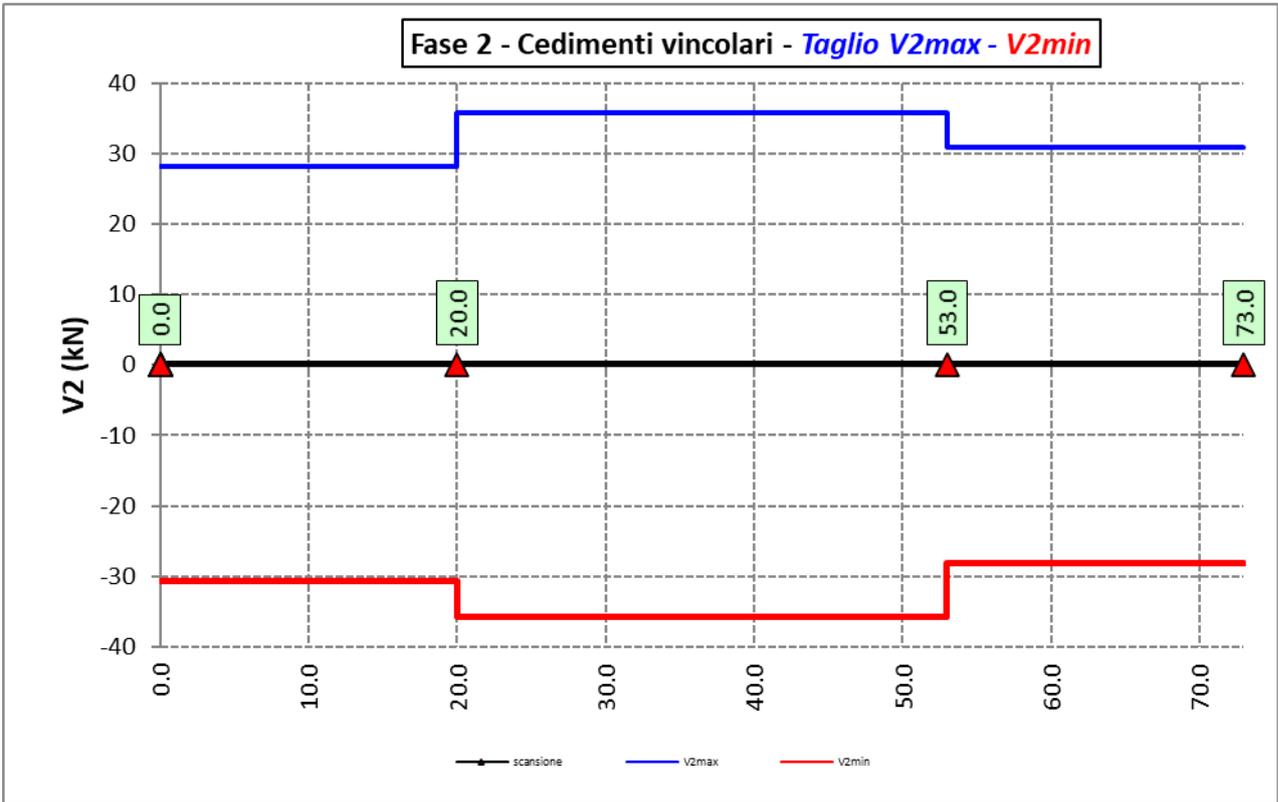
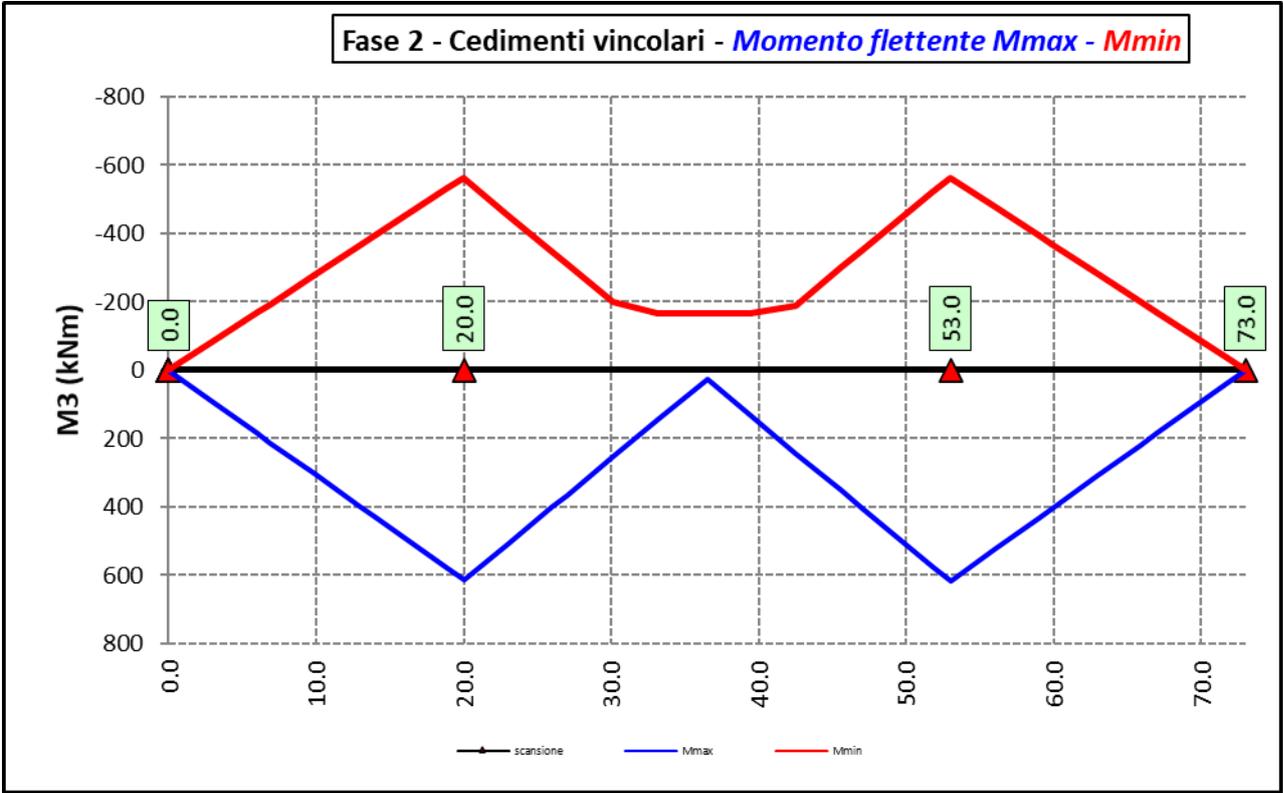
6.2.3.1 Peso proprio (acciaio + soletta) – Modello 1



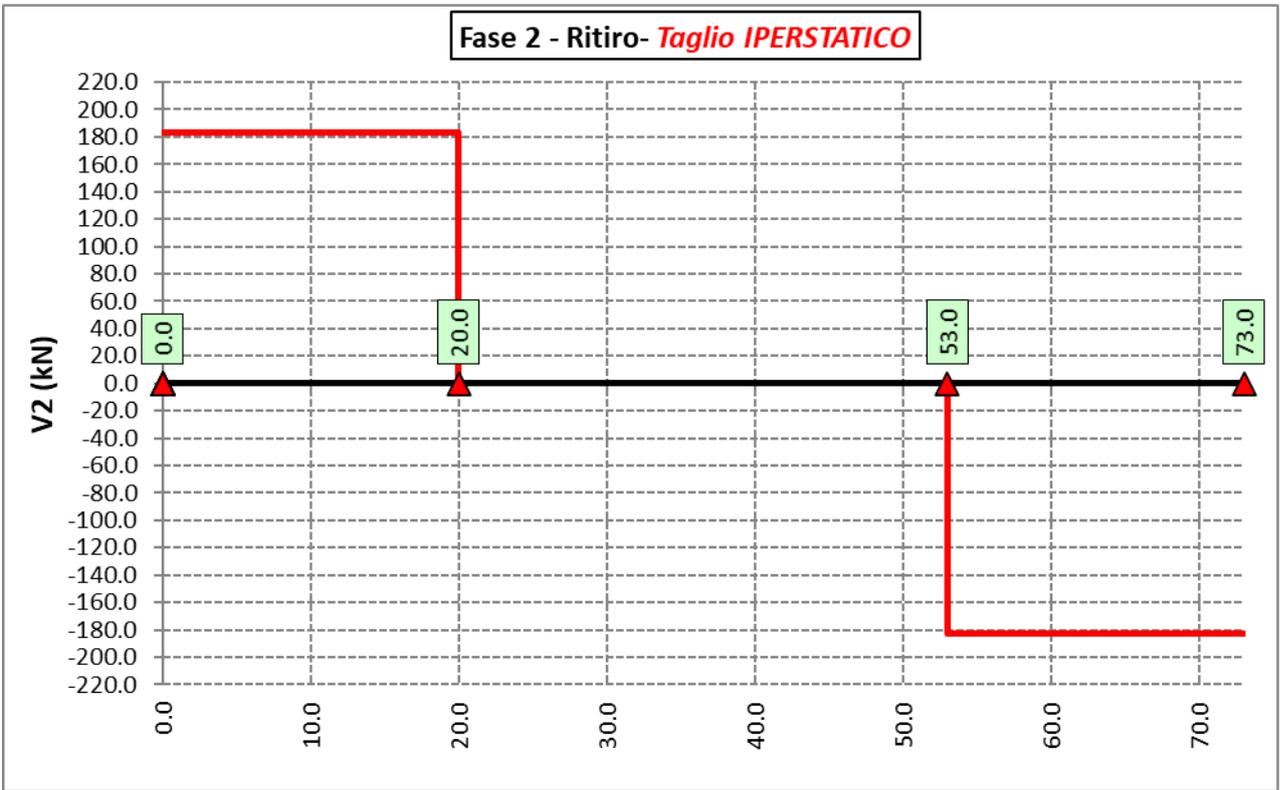
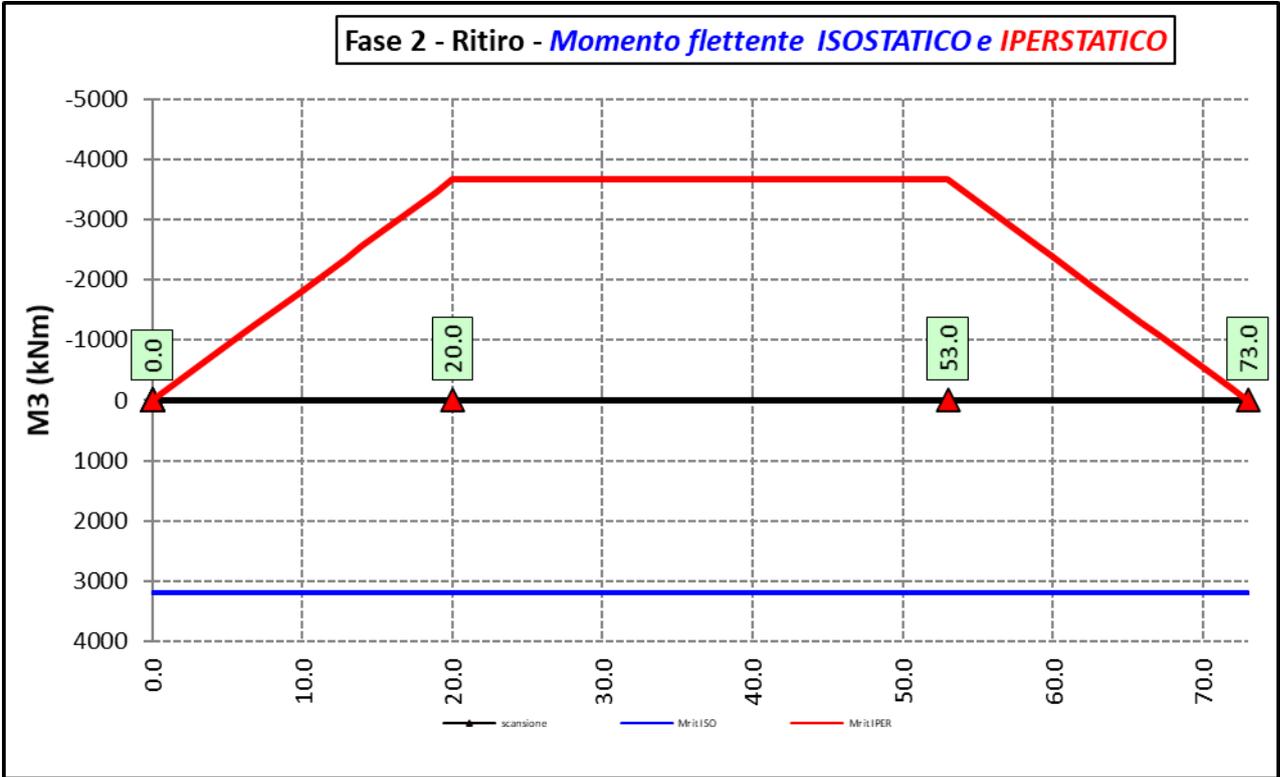
6.2.3.2 Permanenti portati – Modello 2



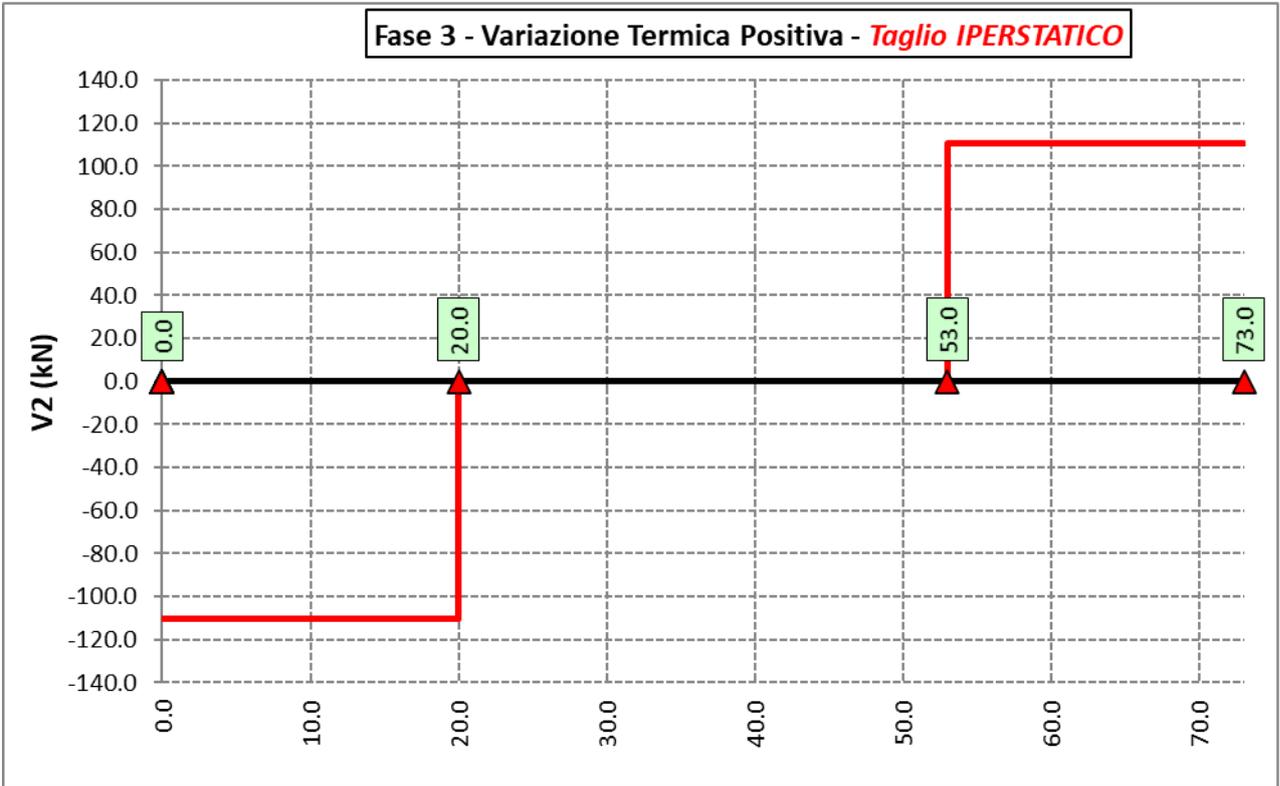
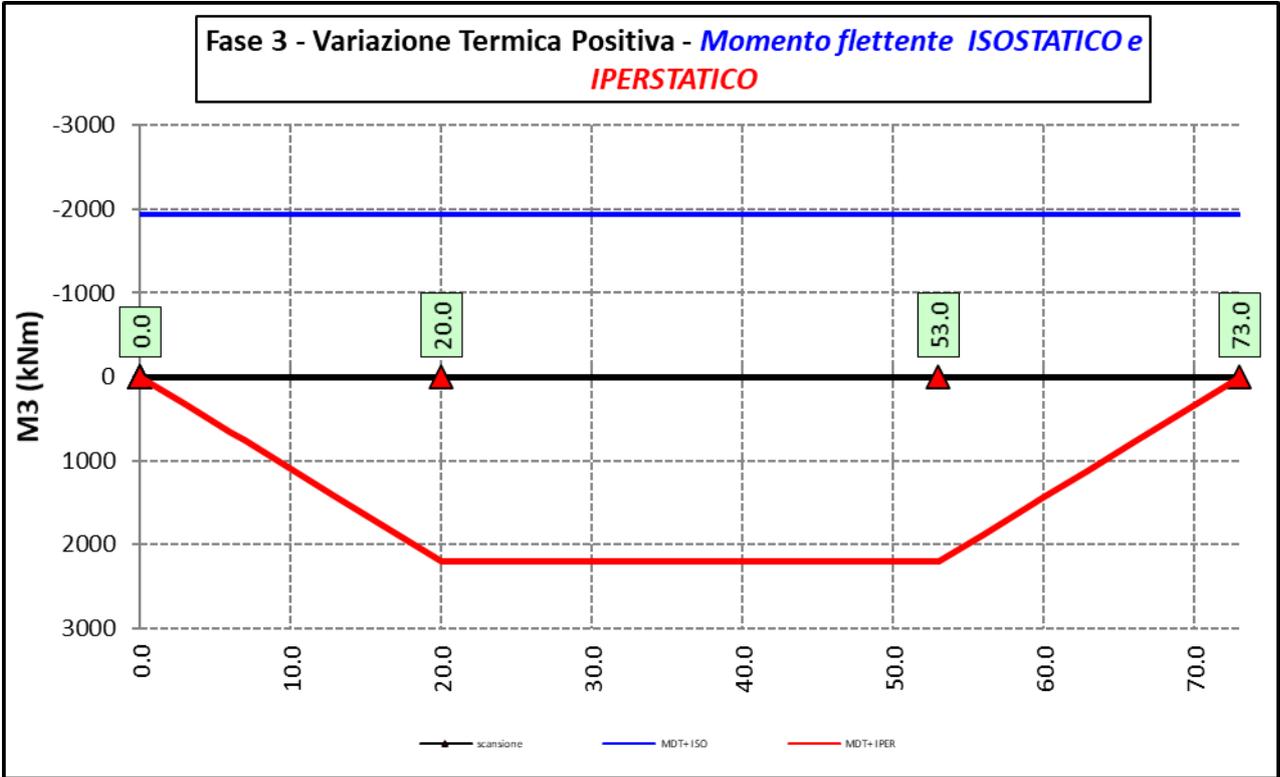
6.2.3.3 Cedimenti vincolari (involuppi) – Modello 2



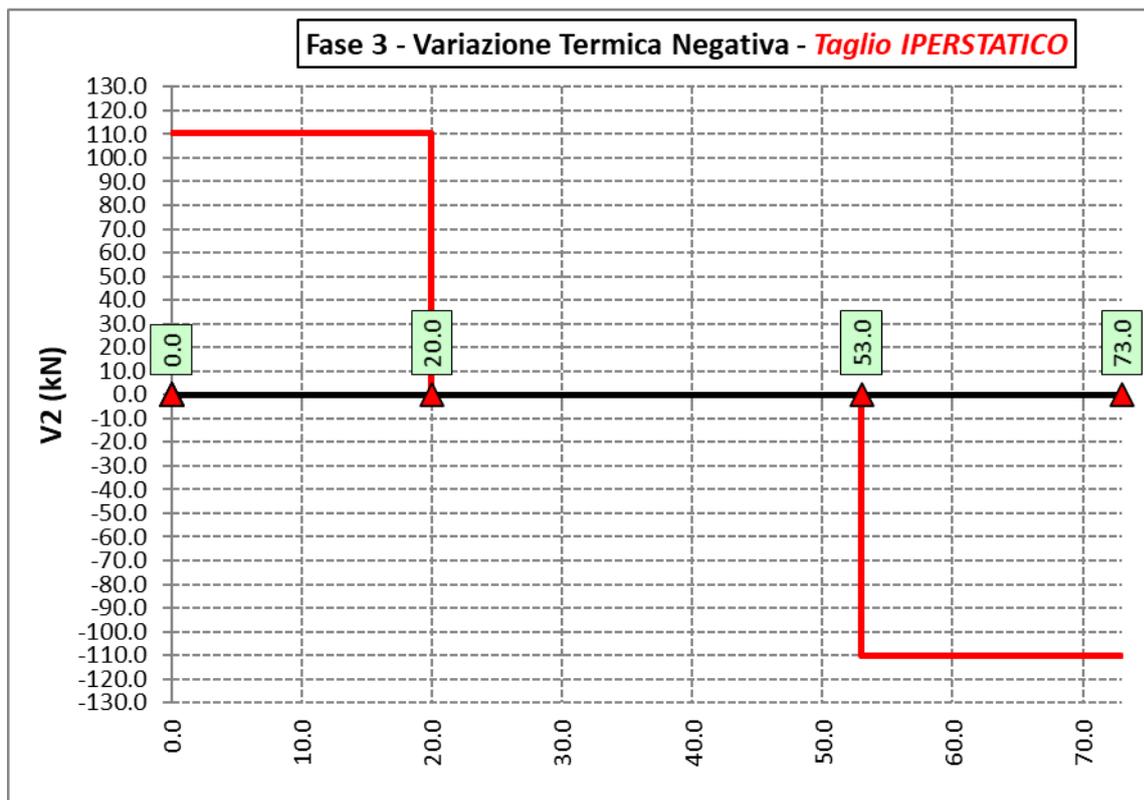
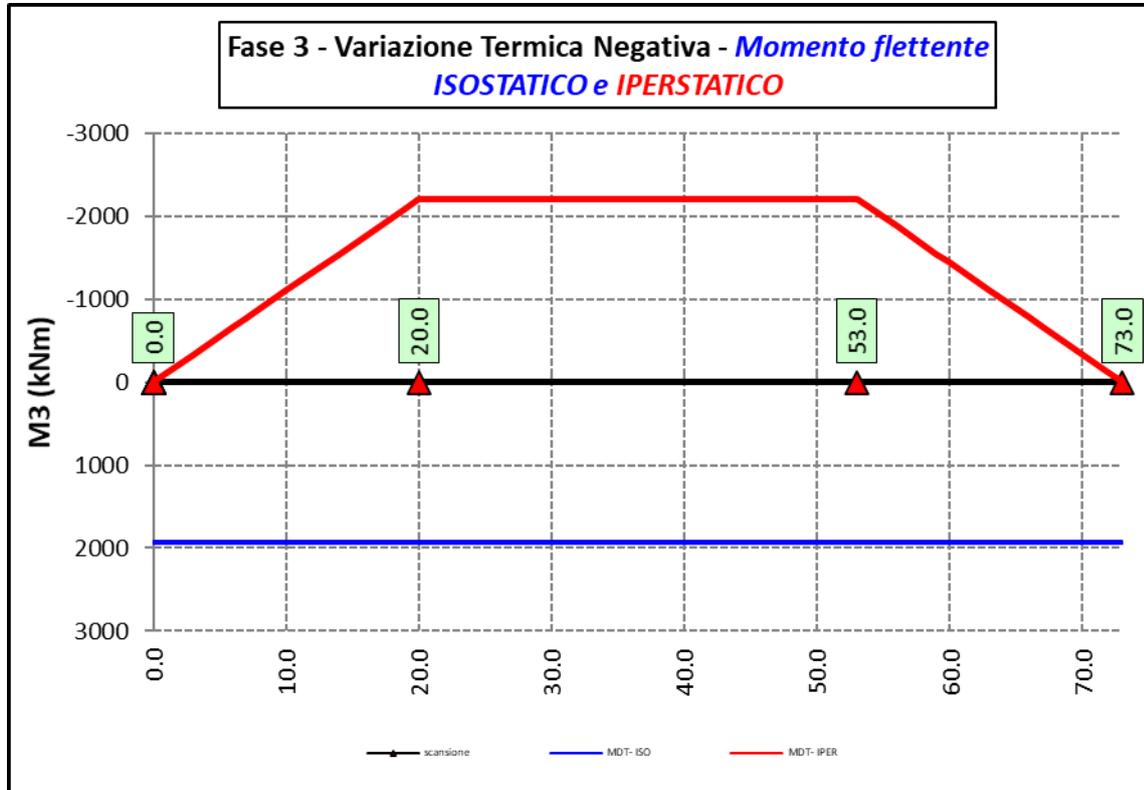
6.2.3.4 Ritiro – Modello r



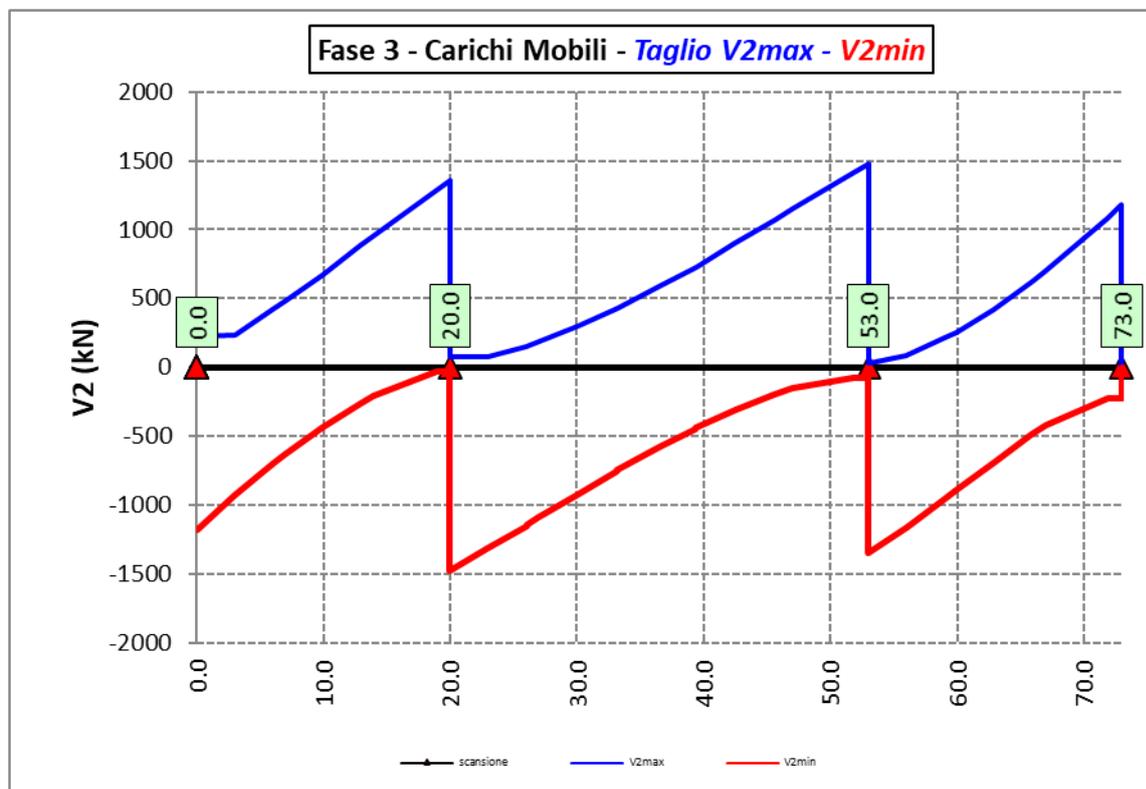
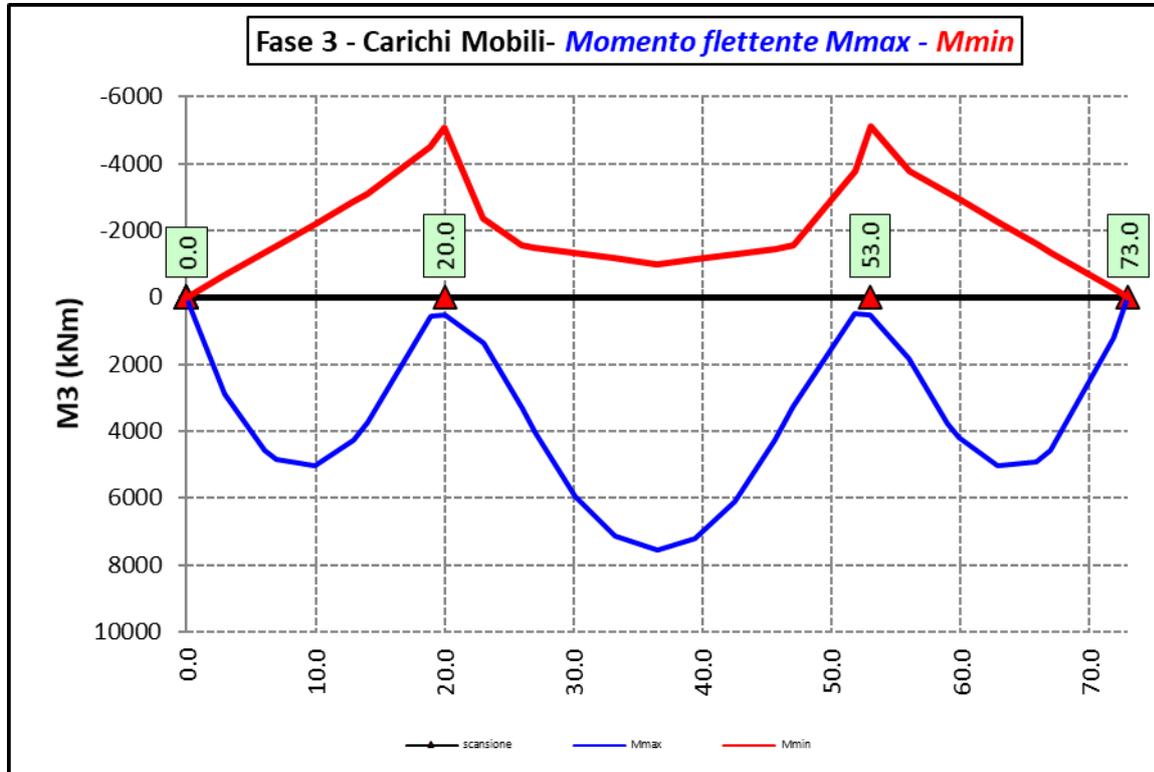
6.2.3.5 Variazioni termiche positive ($\Delta T+$) - Modello 3



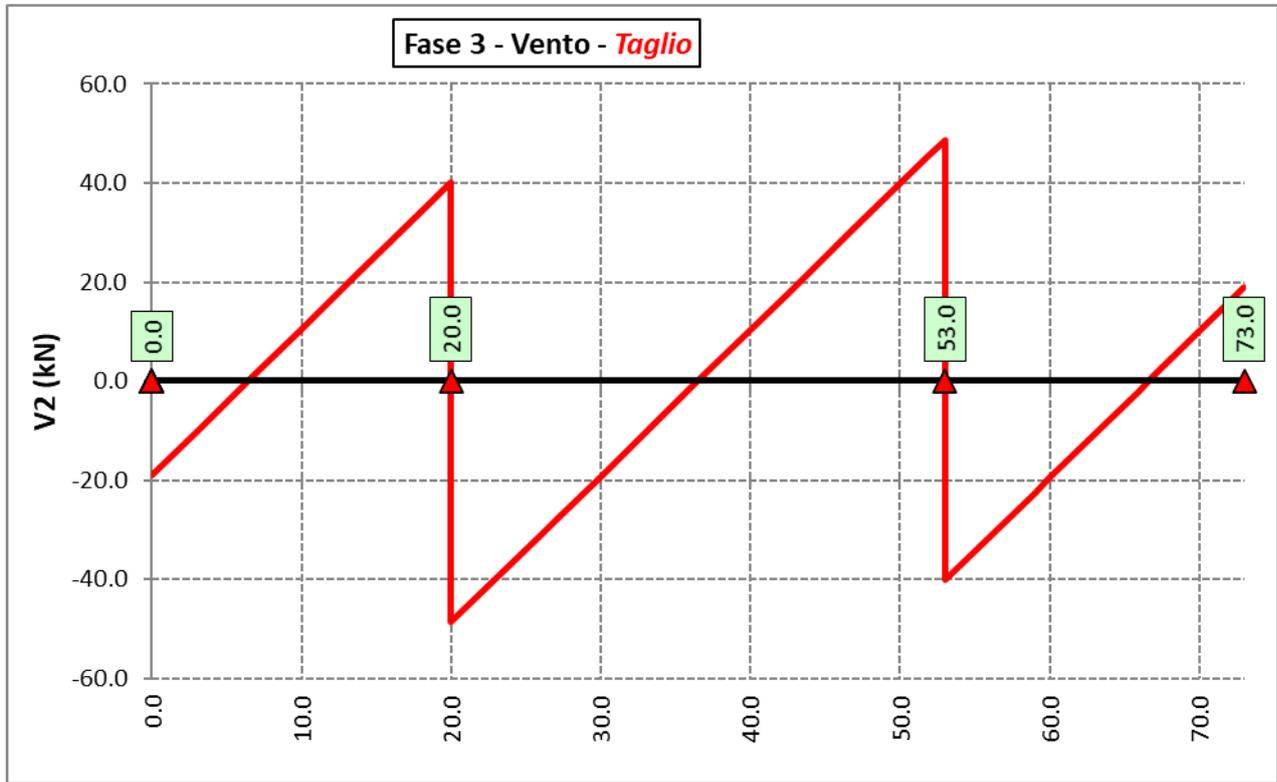
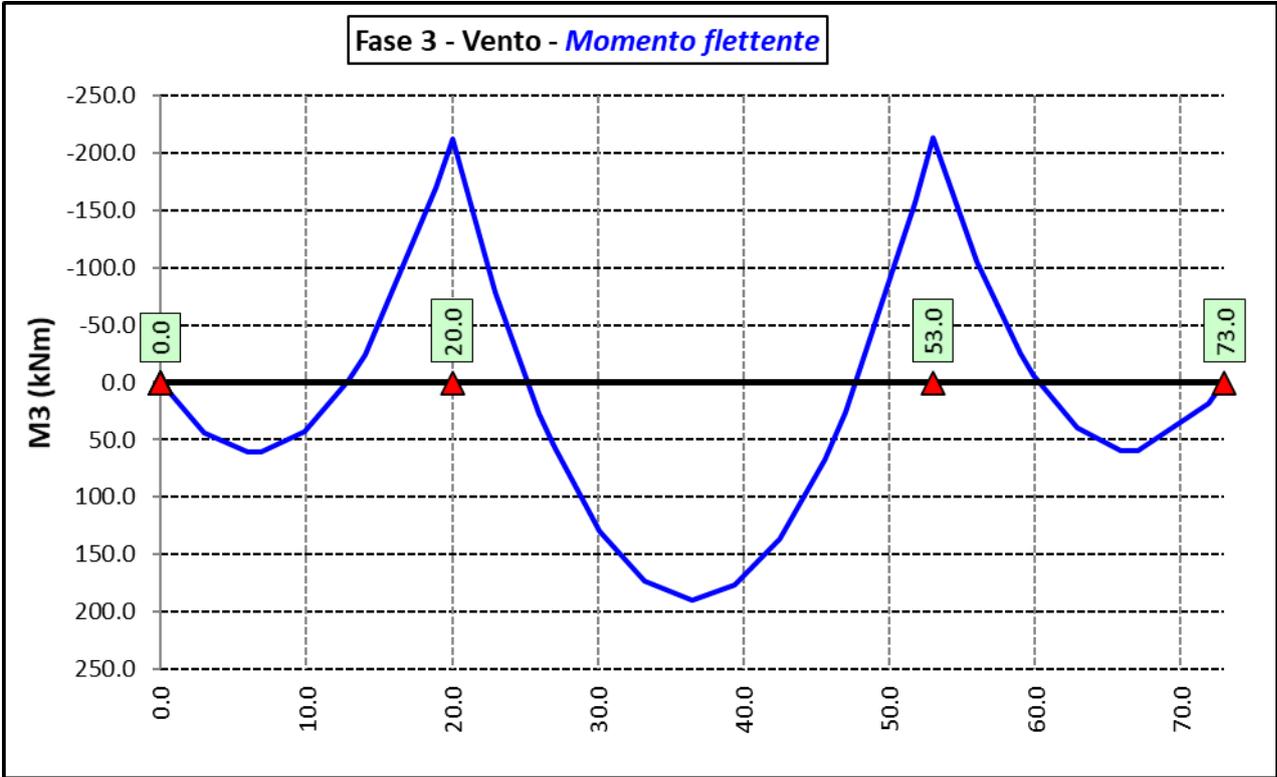
6.2.3.6 Variazioni termiche negative (ΔT -) - Modello 3



6.2.3.7 Azioni variabili da traffico (Inviluppi) – Modello 3

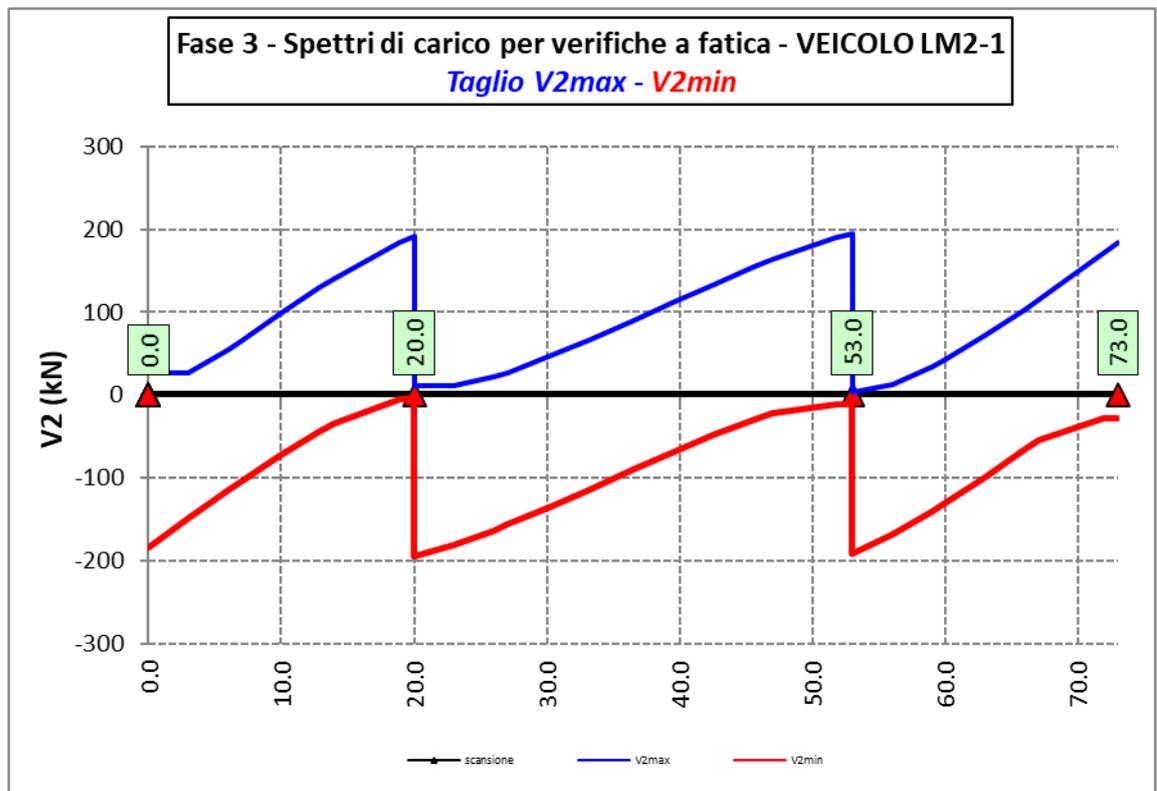
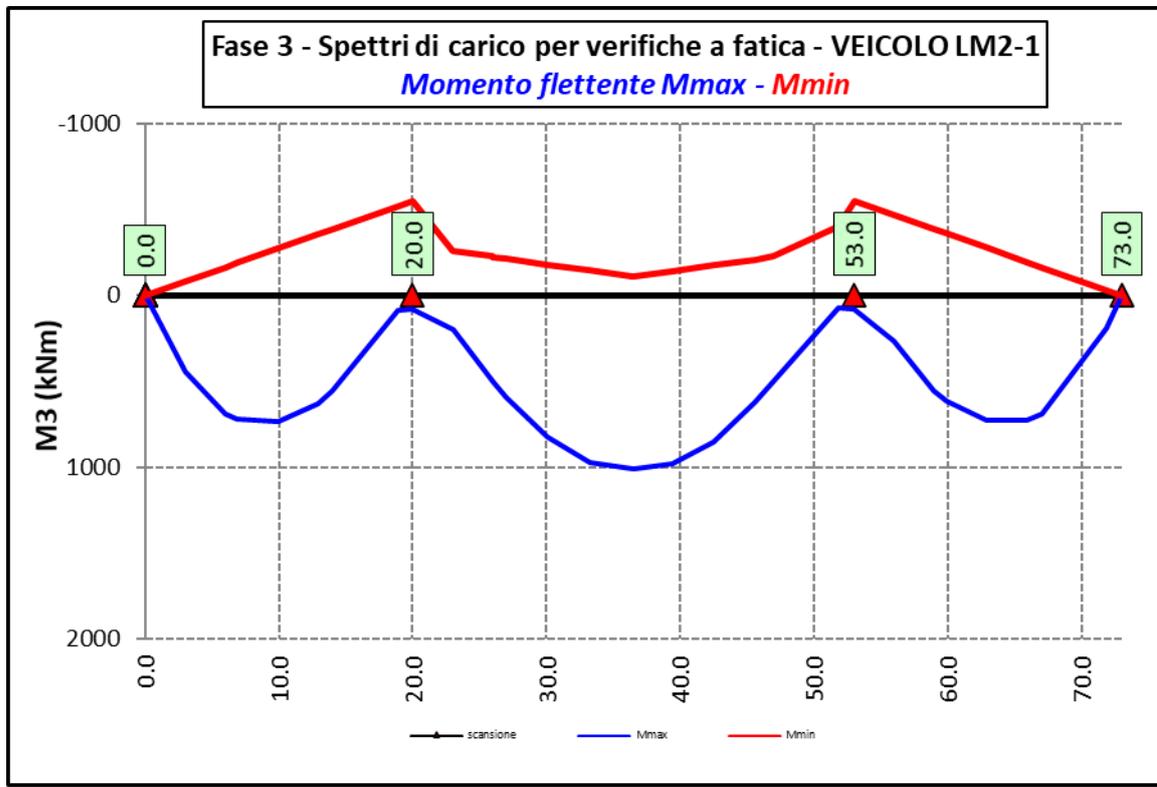


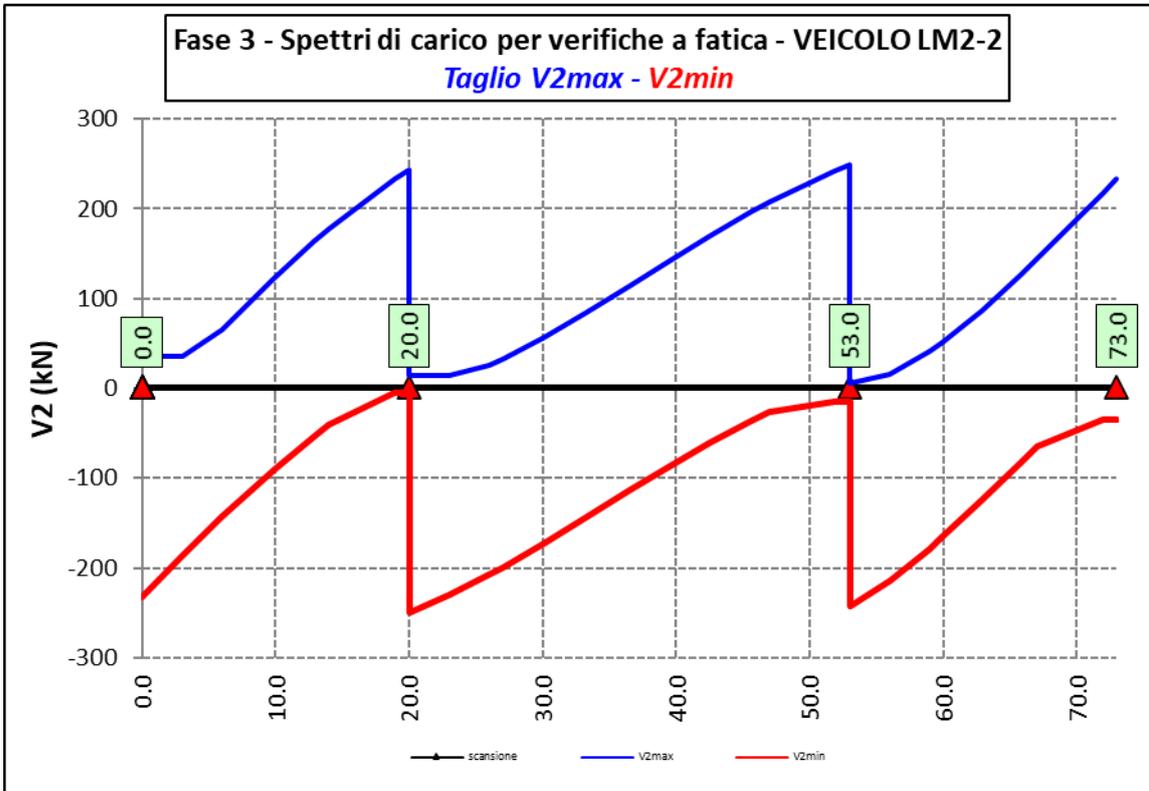
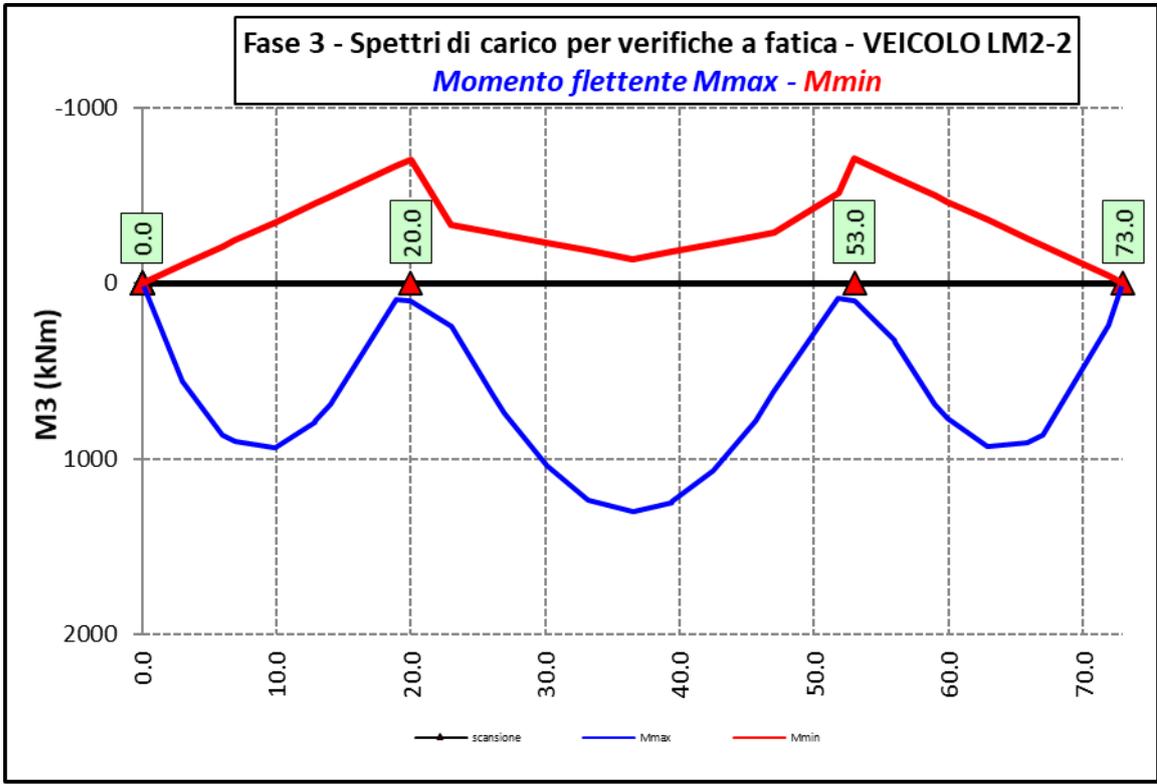
6.2.3.8 Vento – Modello 3

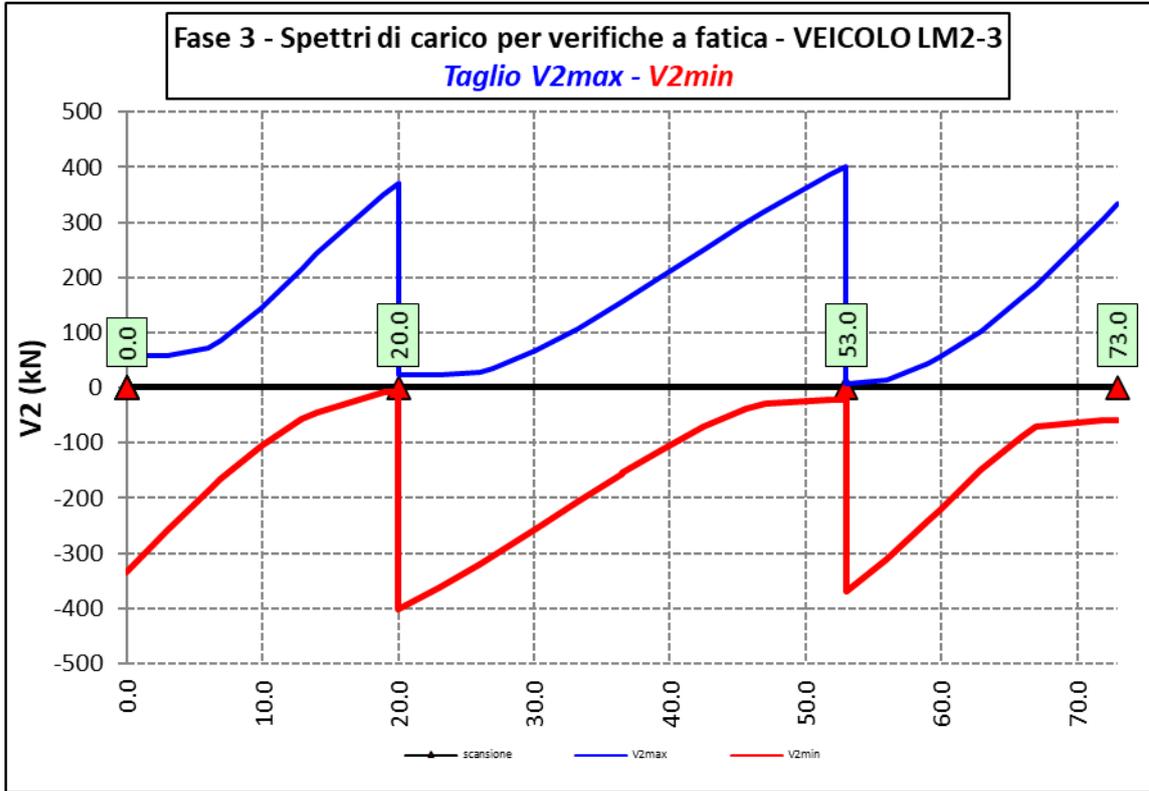
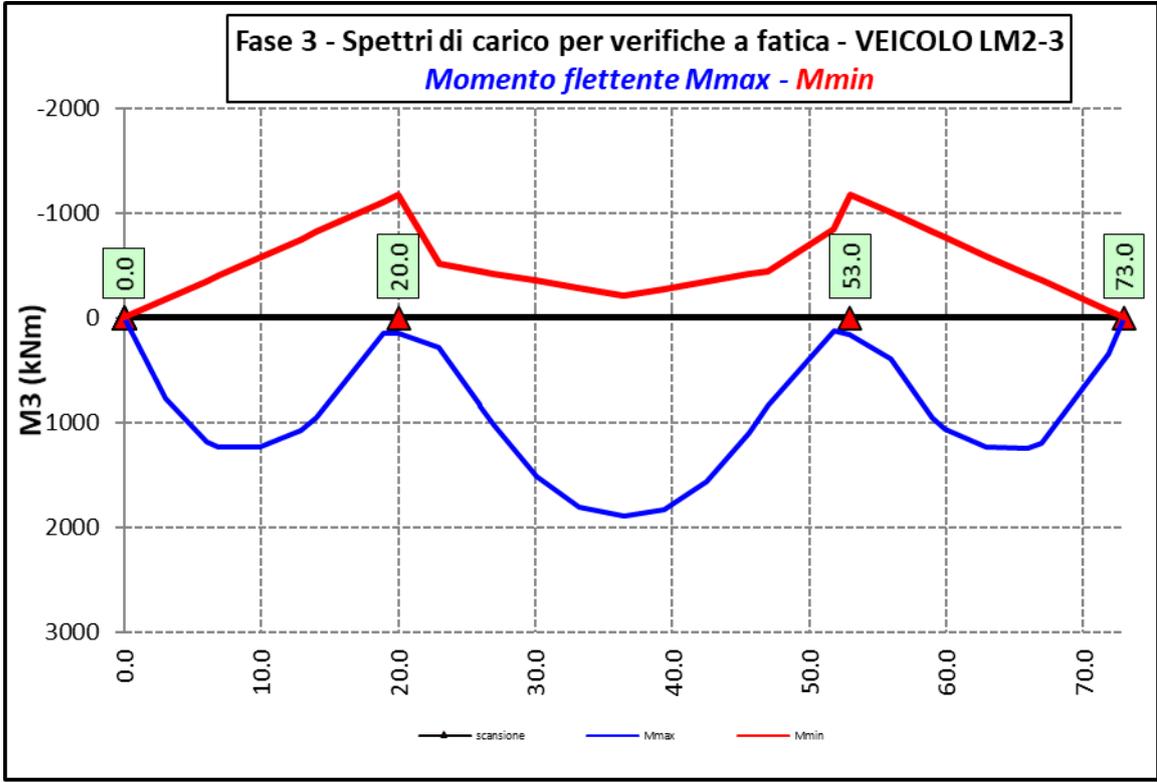


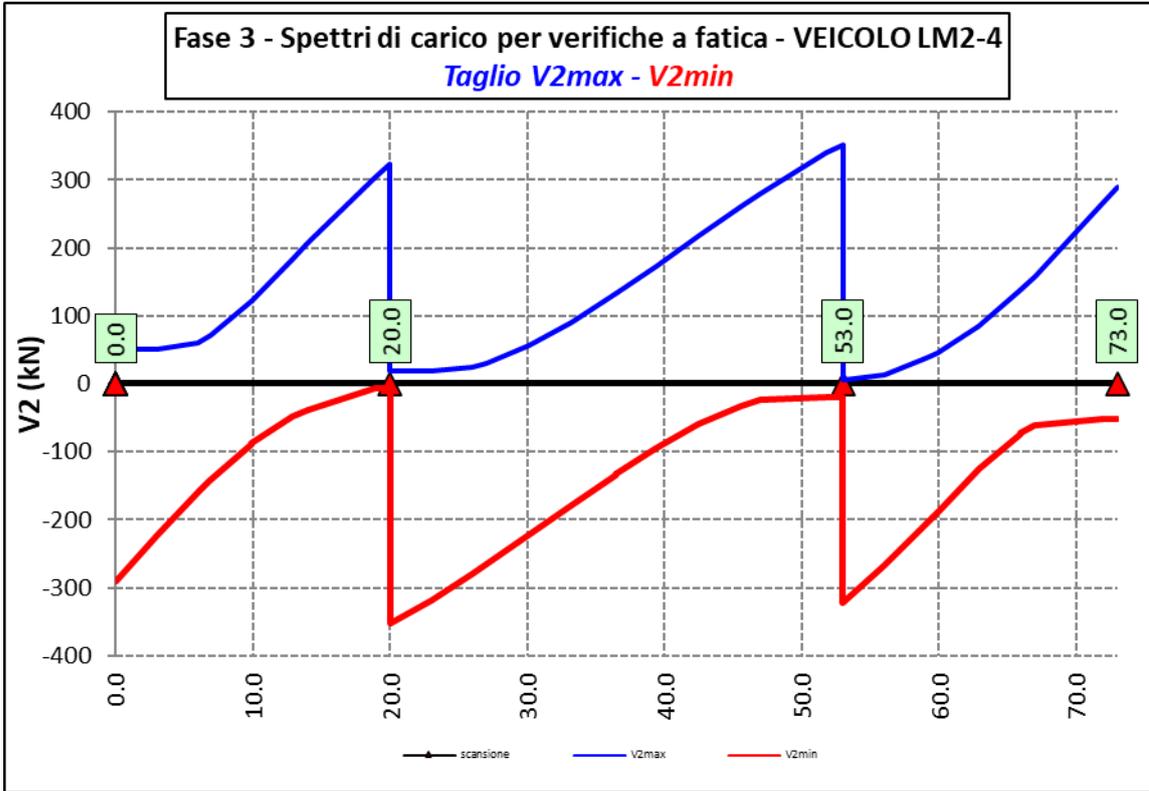
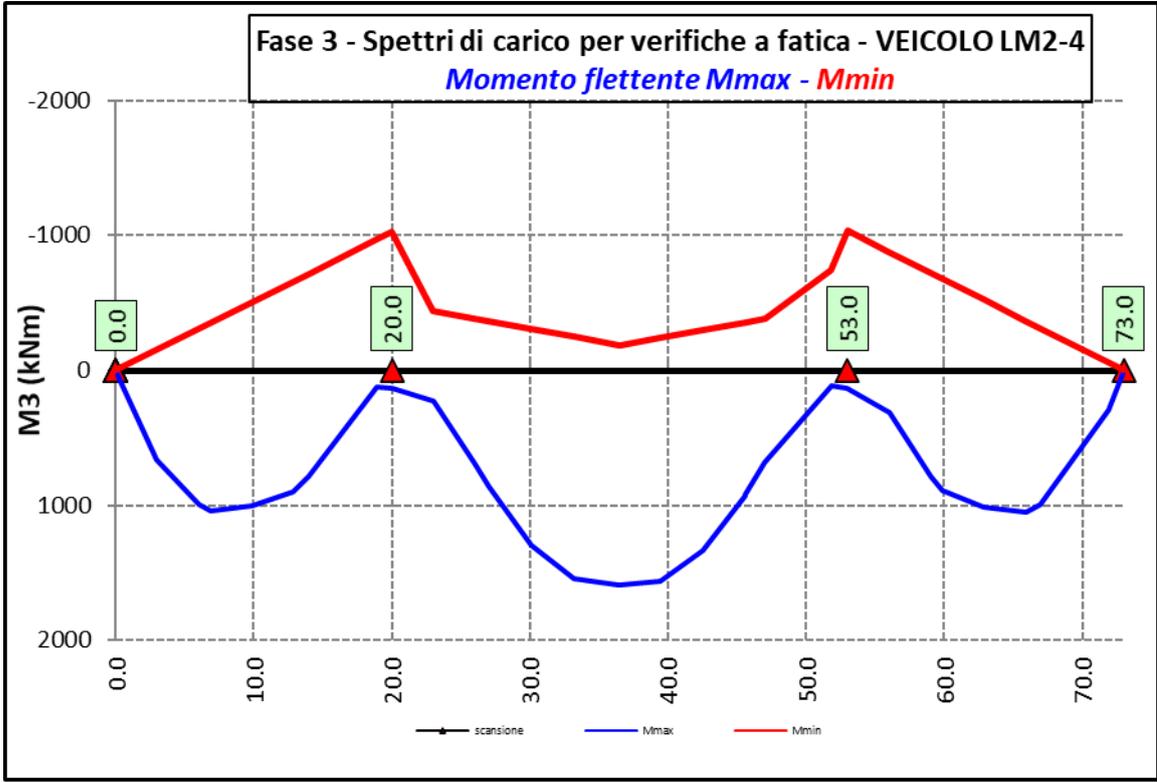
S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

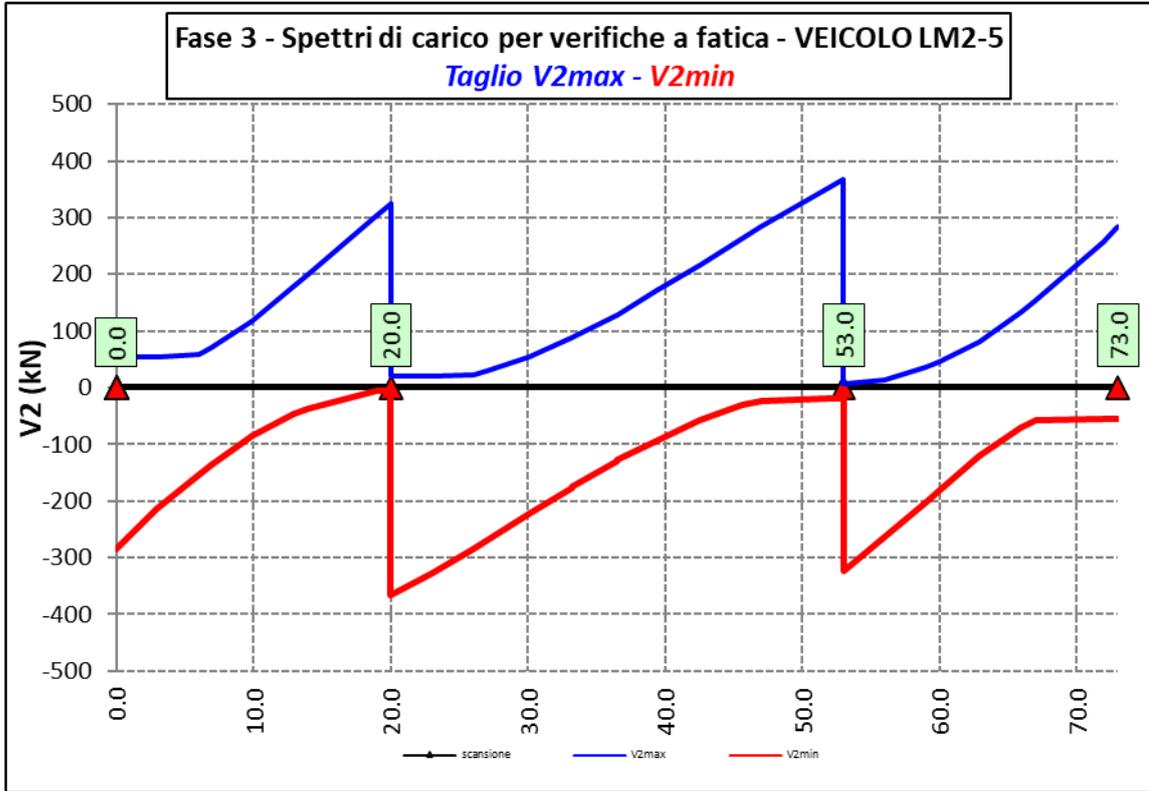
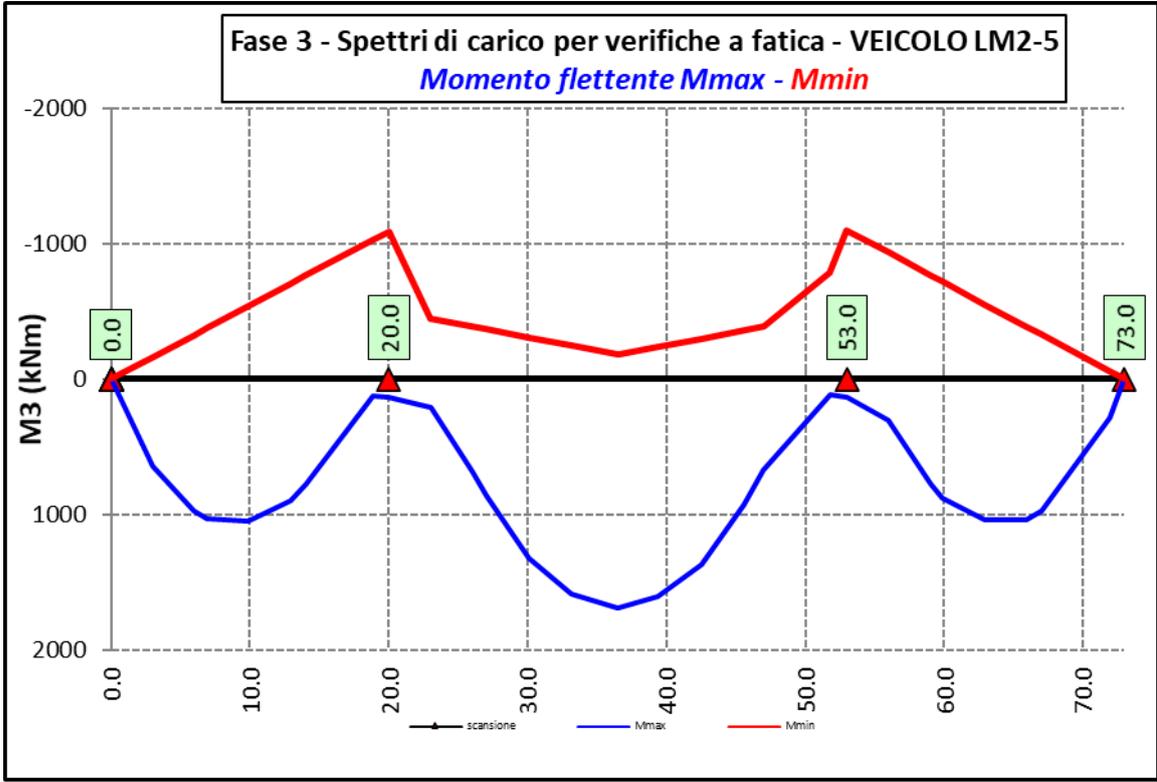
6.2.3.9 Spettri di carico per verifiche a fatica – Modello 3

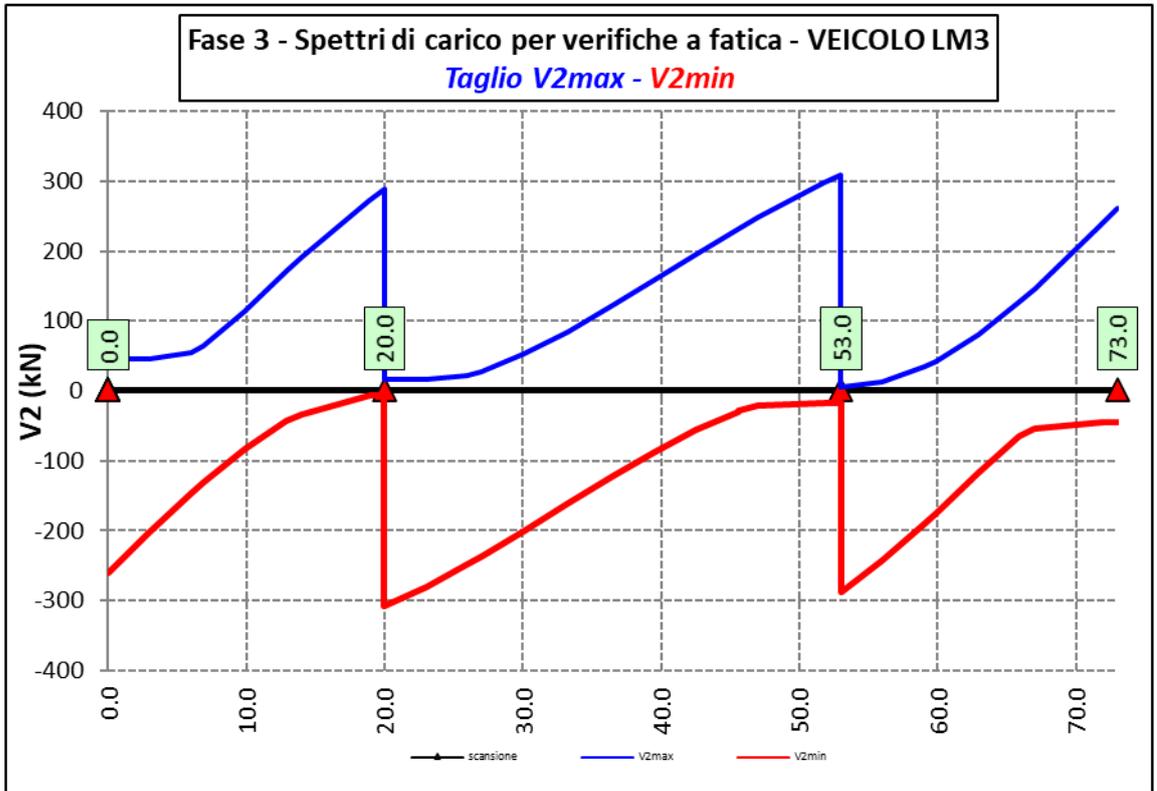
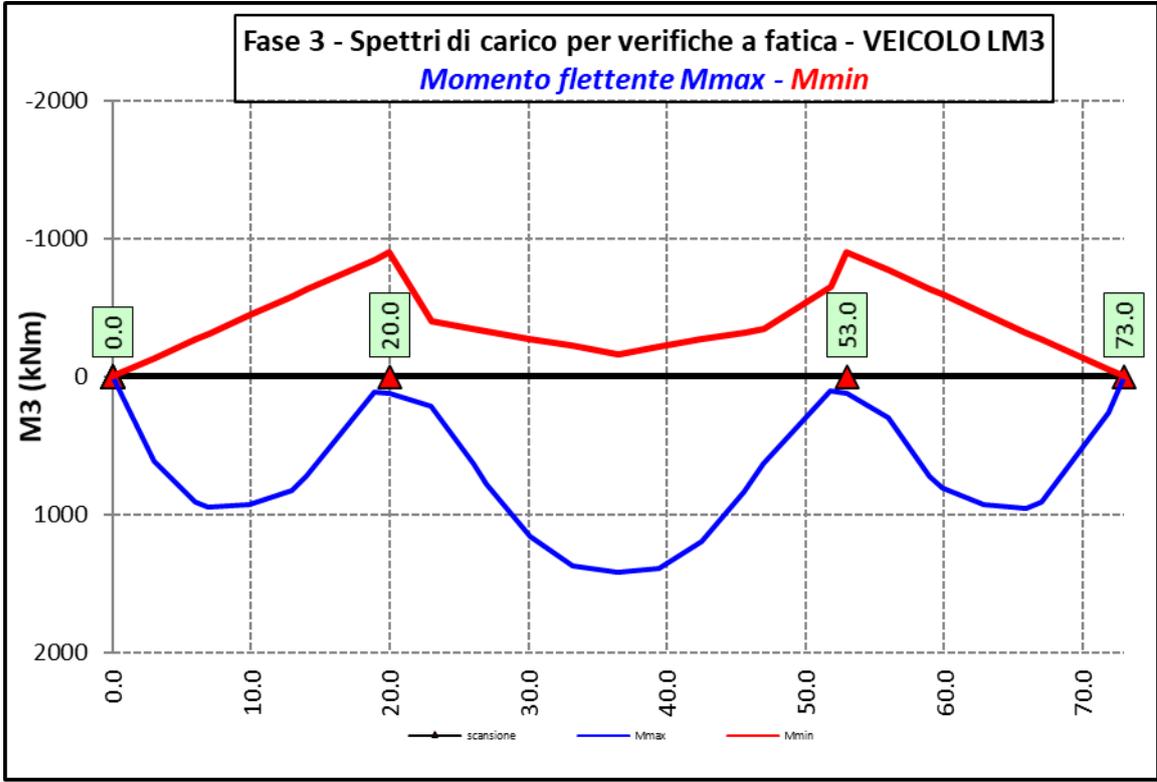












S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Ai fini delle verifiche statiche delle travi principali agli SLU sono state considerate le combinazioni di carico illustrate al paragrafo 5.3.

In allegato si riporta il riepilogo delle caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU.

6.3 Verifiche delle travi principali

6.3.1 Verifiche di resistenza SLU

6.3.1.1 Classificazione delle sezioni resistenti

In base al par. 4.2.3.1 delle NTC2018 le sezioni trasversali degli elementi strutturali in acciaio si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

Essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;
- Classe 2: quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$;
- Classe 3: quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- Classe 4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

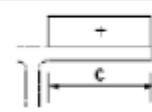
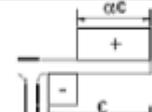
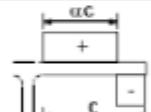
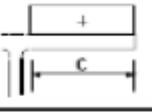
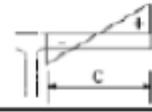
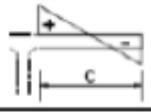
Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tab. 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.IV delle NTC2018, di seguito riportate, forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni:

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 : c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

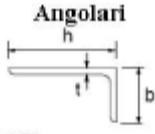
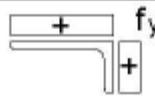
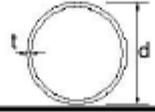
*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\varepsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari 																			
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti																			
Classe	Sezione in compressione																		
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)																			
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$																		
Sezioni Tubolari 																			
Classe	Sezione inflessa e/o compressa																		
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)																		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ε</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <td>ε^2</td> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	420	460	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
f_{yk}	235	275	355	420	460														
ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71														
ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli degli elementi componenti.

Il sistema di classificazione utilizzato per le travi in acciaio vale anche per le sezioni composte. La classe di una sezione composta è la più alta classe tra quella degli elementi in acciaio compressi che la compongono.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

6.3.1.2 Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di:

- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida)
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Per le sezioni di classe 1 e 2 le verifiche a pressoflessione agli SLU sono state condotte controllando che il momento di progetto M_{Ed} sia minore del momento resistente plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto $M_{NR,d}$, ovvero in termini adimensionali verificando che:

$$\eta_{1,plast} = \frac{M_{Ed}}{M_{NR,d}} \leq 1,0$$

Per le sezioni di classe 3 e 4 la verifica a pressoflessione è condotta in campo elastico verificando che le tensioni normali nelle fibre estreme della sezione risultino non superiori alle resistenze tensionali di progetto. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5. Anche in questo caso i risultati delle verifiche sono presentati in forma adimensionale, controllando che risulti:

$$\eta_{1,elast} \leq 1,0$$

6.3.1.3 Resistenza al taglio

La resistenza di progetto a taglio è definita considerando il solo contributo fornito dall'anima $V_{bw,Rd}$, e trascurando a favore di sicurezza il contributo fornito dalle flange $V_{bf,Rd}$ di entità estremamente ridotta:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Tenuto conto del rapporto h_w/t_w che caratterizza le travi di ponte, si ricade nella seguente fattispecie, relativa ad anime dotate di irrigidimenti verticali:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Pertanto, la resistenza al taglio dell'anima deve essere valutata in termini di resistenza all'instabilità:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} h_w \cdot t_w$$

dove:

$\eta = 1,20$ per gradi di acciaio inferiori a S460;

h_w e t_w sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;

γ_{M1} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1.10;

χ_w è un fattore di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio fornito dalla seguente tabella in funzione del parametro di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_w$:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabella 6.1 – Fattore χ_w di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Dove:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w^2}$$

Per anime dotate di irrigidimenti trasversali e senza irrigidimenti longitudinali, il fattore di k_τ è fornito dalle seguenti espressioni in funzione del rapporto tra l'interasse degli irrigidimenti trasversali a e l'altezza dell'anima h_w :

per $a/h_w \geq 1$:

$$k_\tau = 5,34 + 4,0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

per $a/h_w < 1$:

$$k_\tau = 4,0 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

6.3.1.4 Interazione taglio-momento flettente

Per valori di $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,50$ non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali.

Per valori di $\bar{\eta}_3 > 0,50$ superiori:

- per sezioni di classe 1 e 2 la tensione di snervamento dell'anima, considerata nel calcolo del momento resistente plastico della sezione, viene ridotta in accordo alla norma EN 1994-2;
- Per sezioni di classe 3 e 4 si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui:

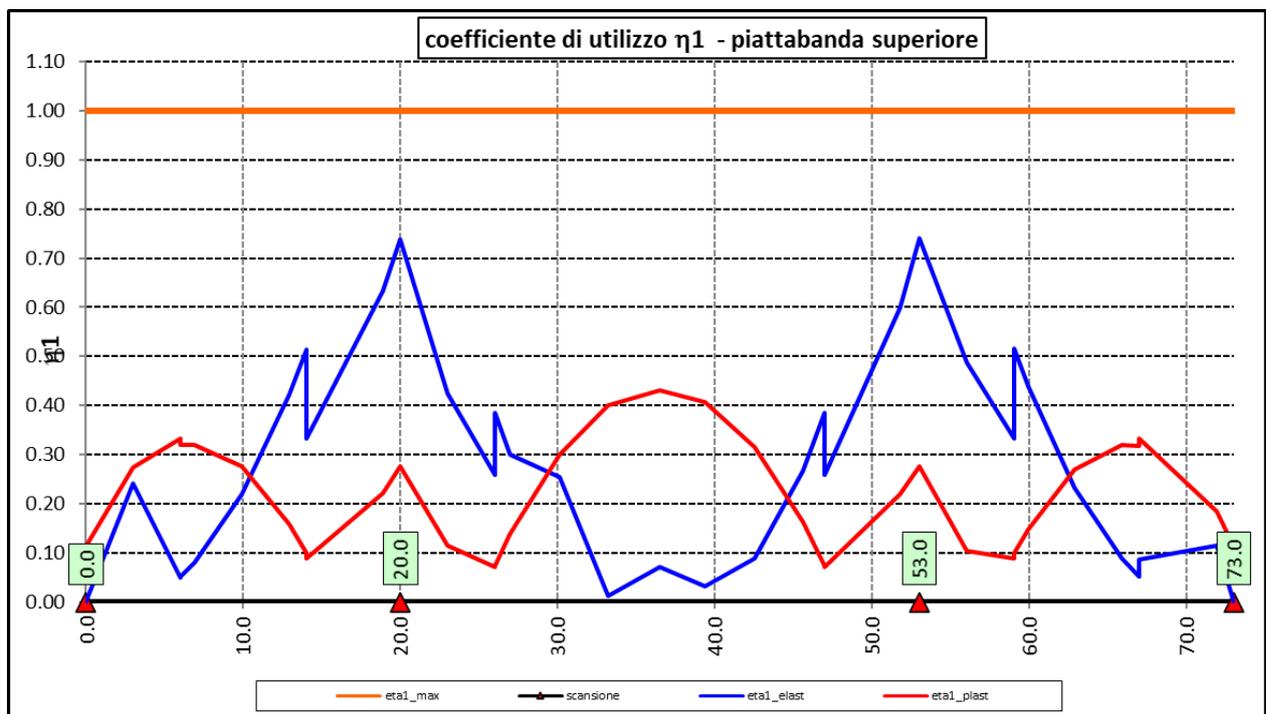
$M_{f,Rd}$ è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;

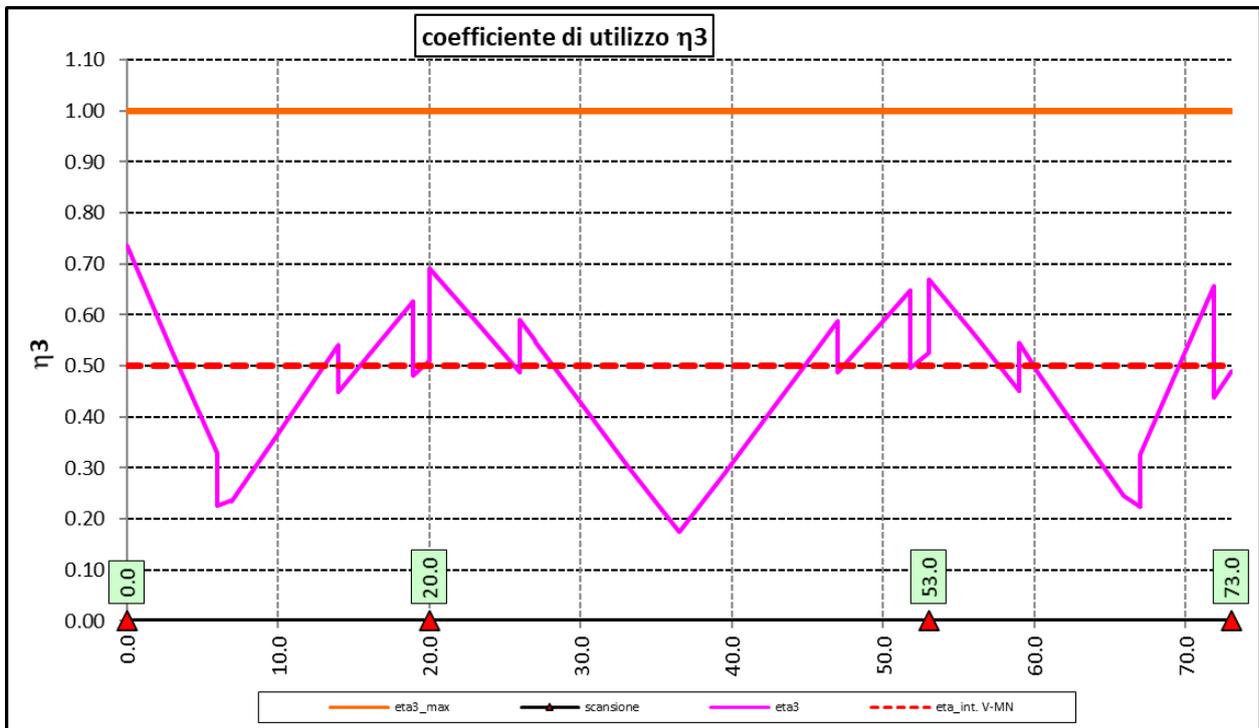
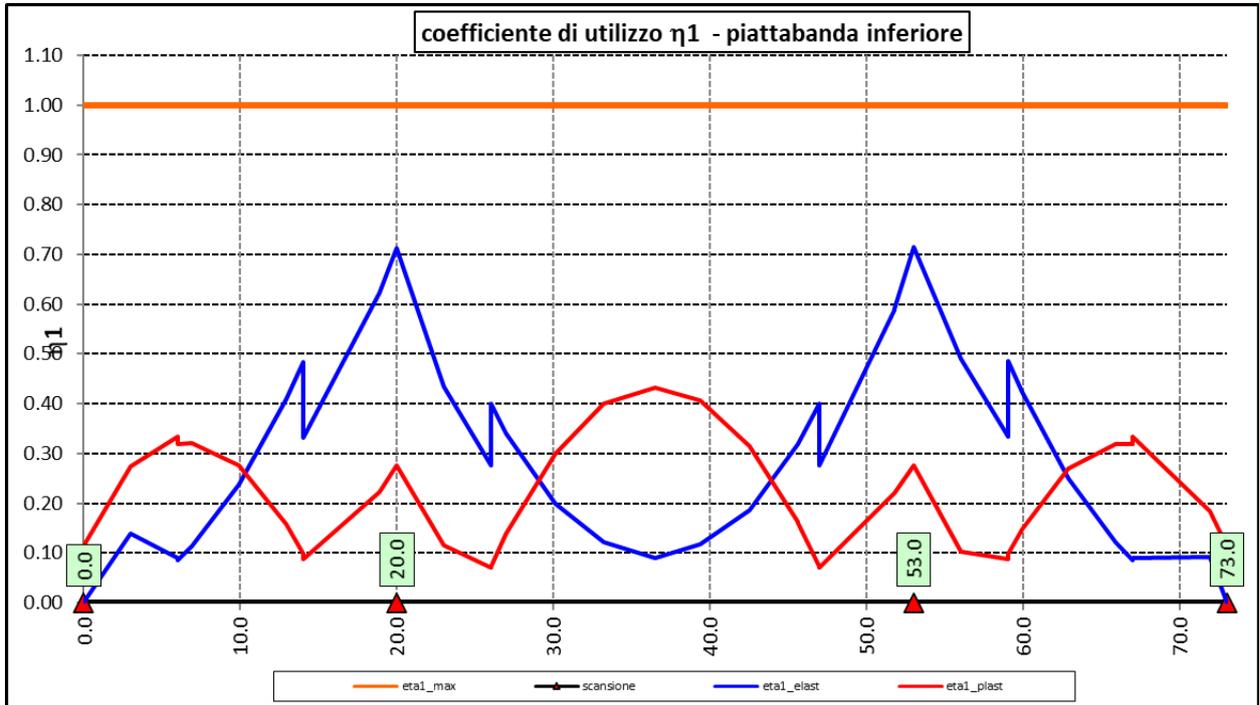
$M_{Pl,Rd}$ è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

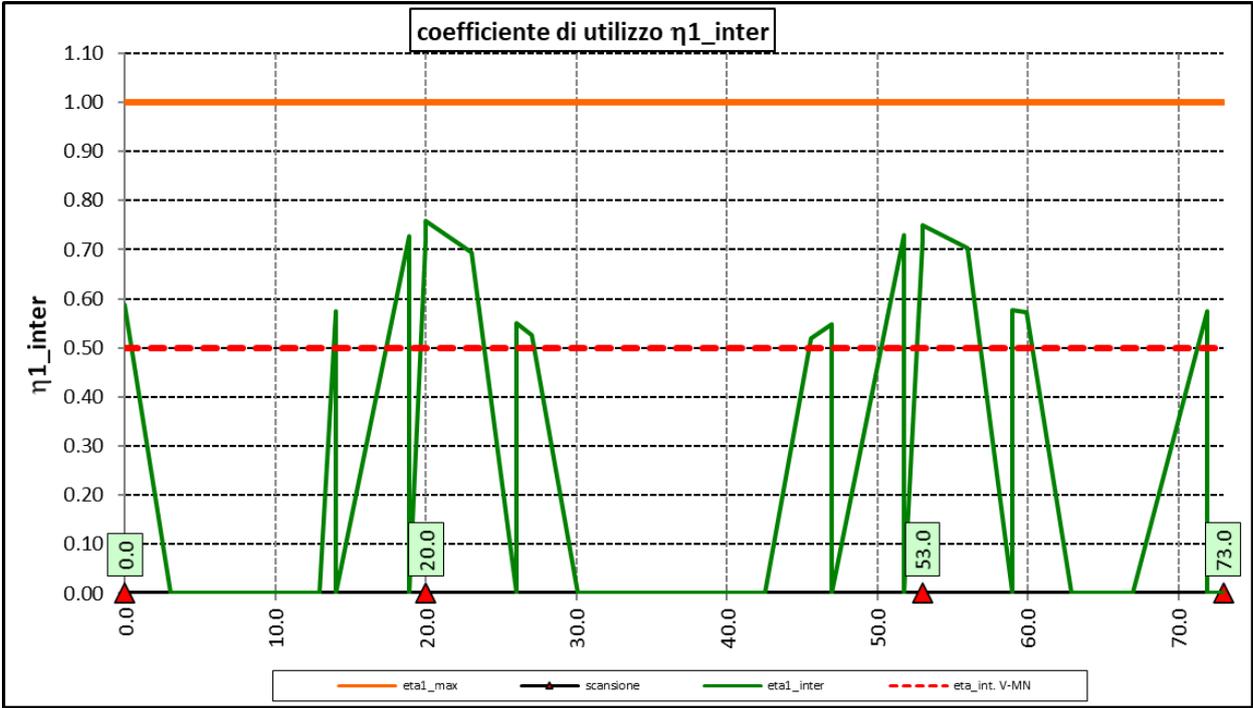
$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

6.3.1.5 Risultati verifiche travi principali agli SLU per pressoflessione, taglio e interazione taglio-momento

Si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche delle verifiche per l'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate, che come è possibile evincere sono tutte soddisfatte.







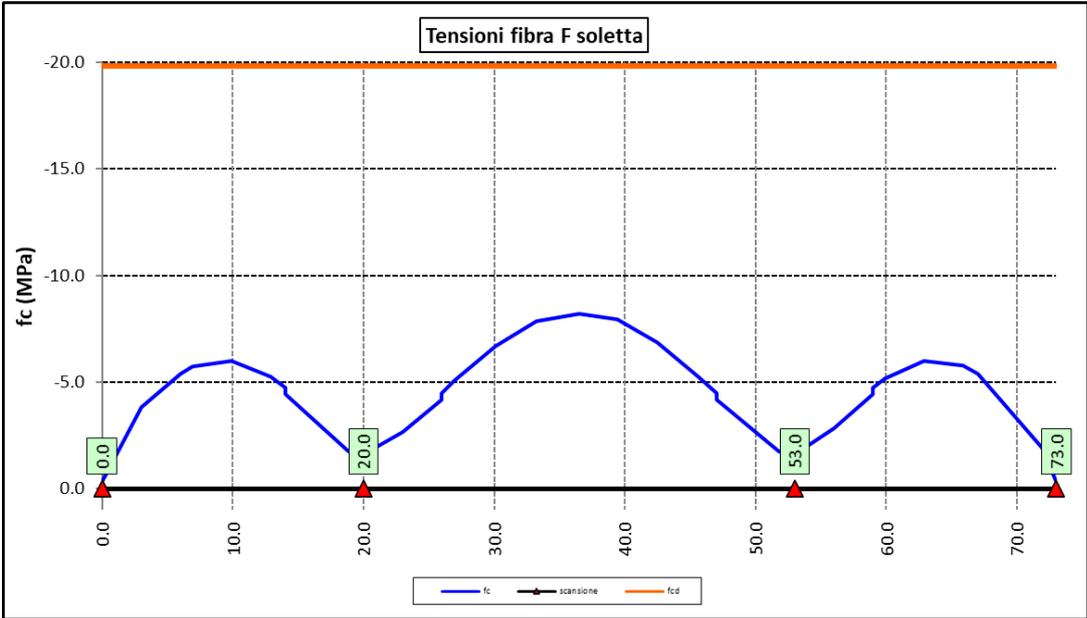
Per quanto attiene la soletta (fibra F) è stato verificato che:

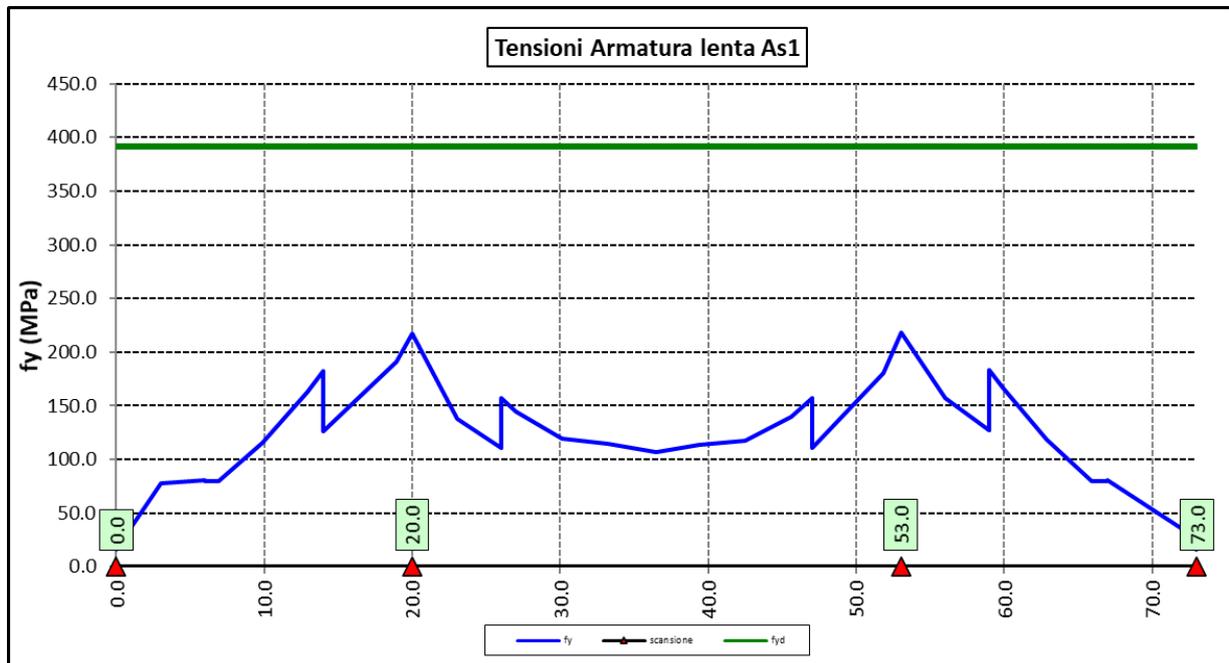
$$f_{Ed} \leq f_{ck} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Per le armature longitudinali della soletta (fibra As1) è stato verificato che:

$$f_{Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica. Per ciascuna fibra si riportano i valori delle tensioni di calcolo di progetto ed i valori delle resistenze di progetto.





Come è possibile evincere le verifiche sono sempre soddisfatte.

6.3.2 Verifiche SLE "a respiro" delle anime

La verifica è condotta con riferimento alla norma prEN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per la combinazione di carico frequente;

k_{σ} e k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [\text{MPa}] ;$$

b è l'altezza del pannello d'anima.

Nel caso in esame la verifica può essere trascurata essendo sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

6.3.3 Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali

Le verifiche agli SLE sono effettuate per la combinazione caratteristica (rara), controllando siano soddisfatte le seguenti relazioni:

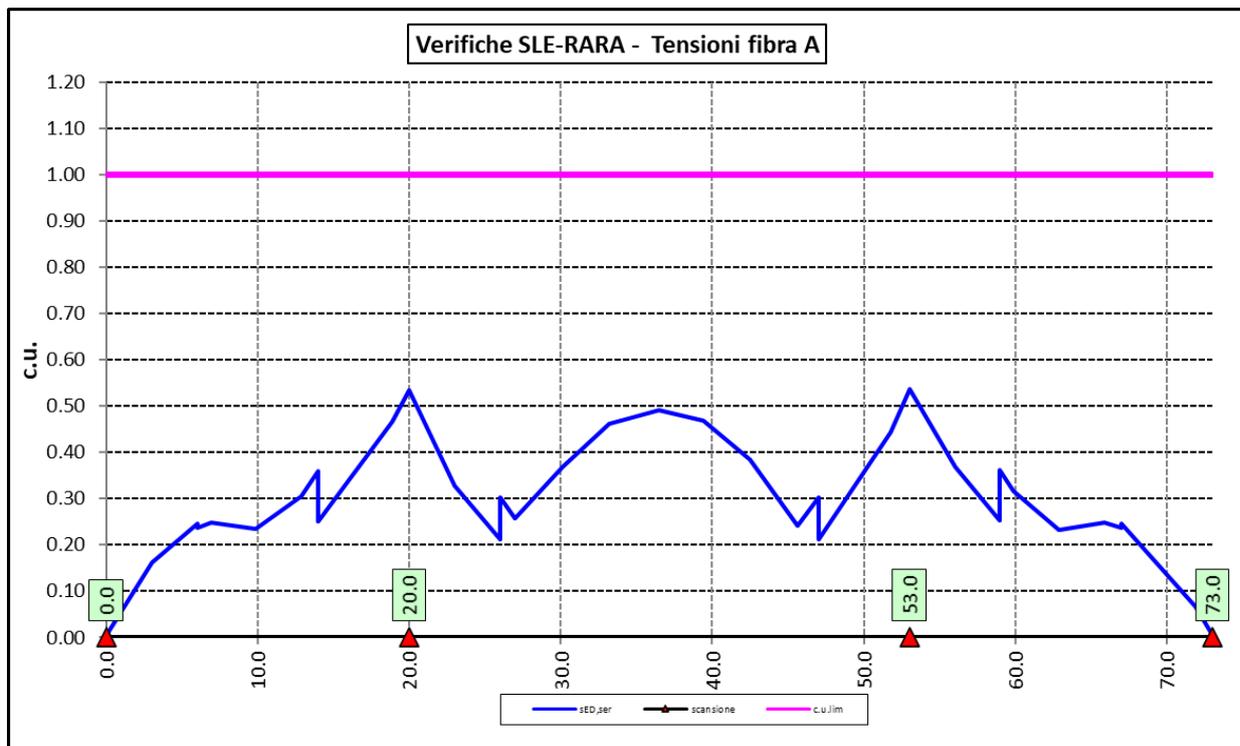
$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

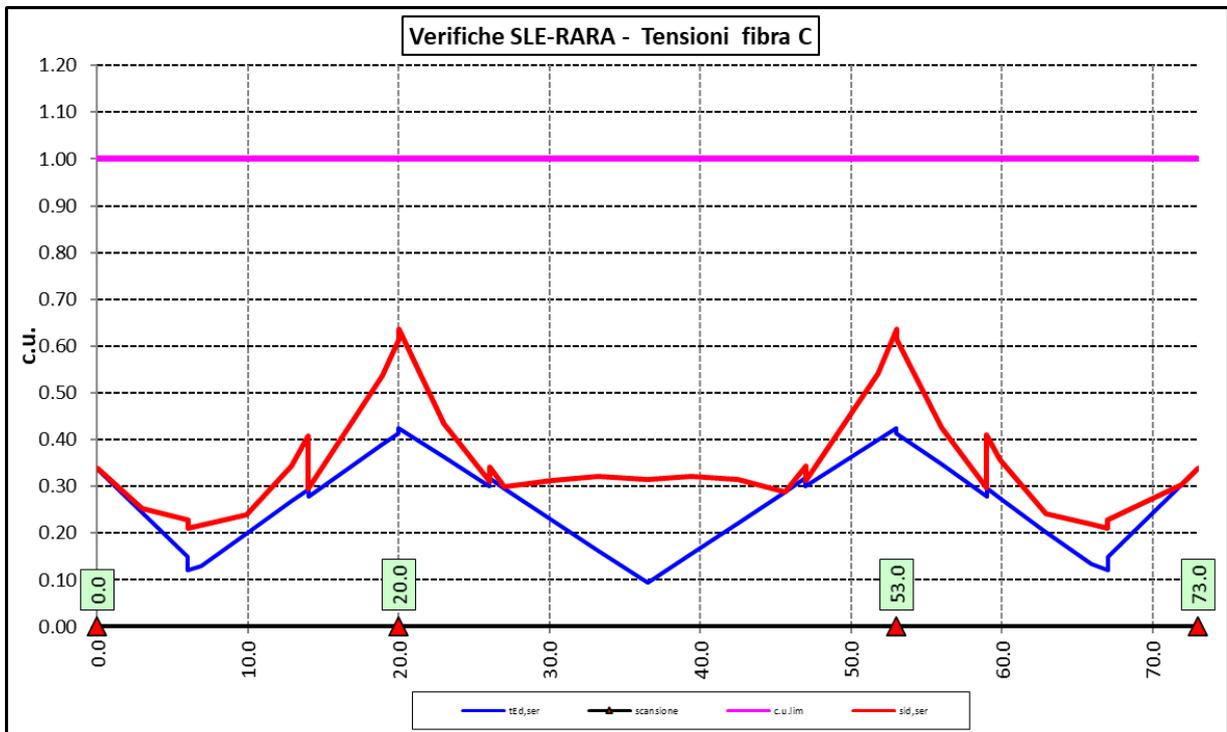
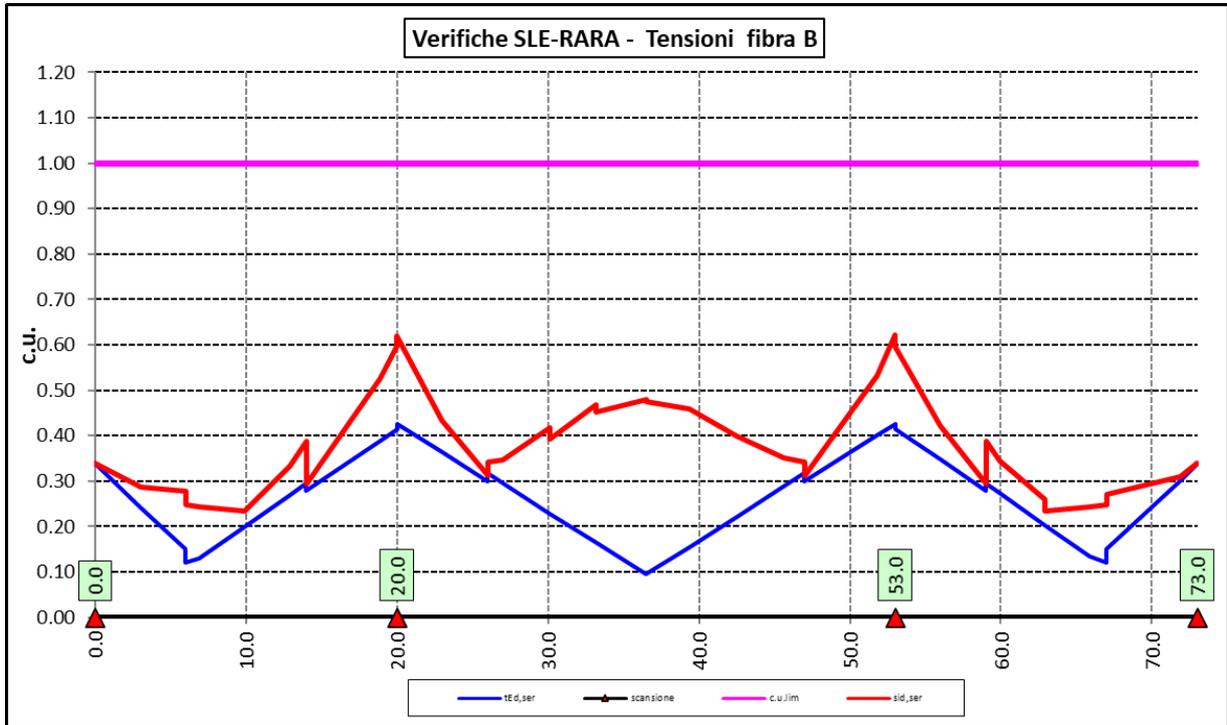
$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

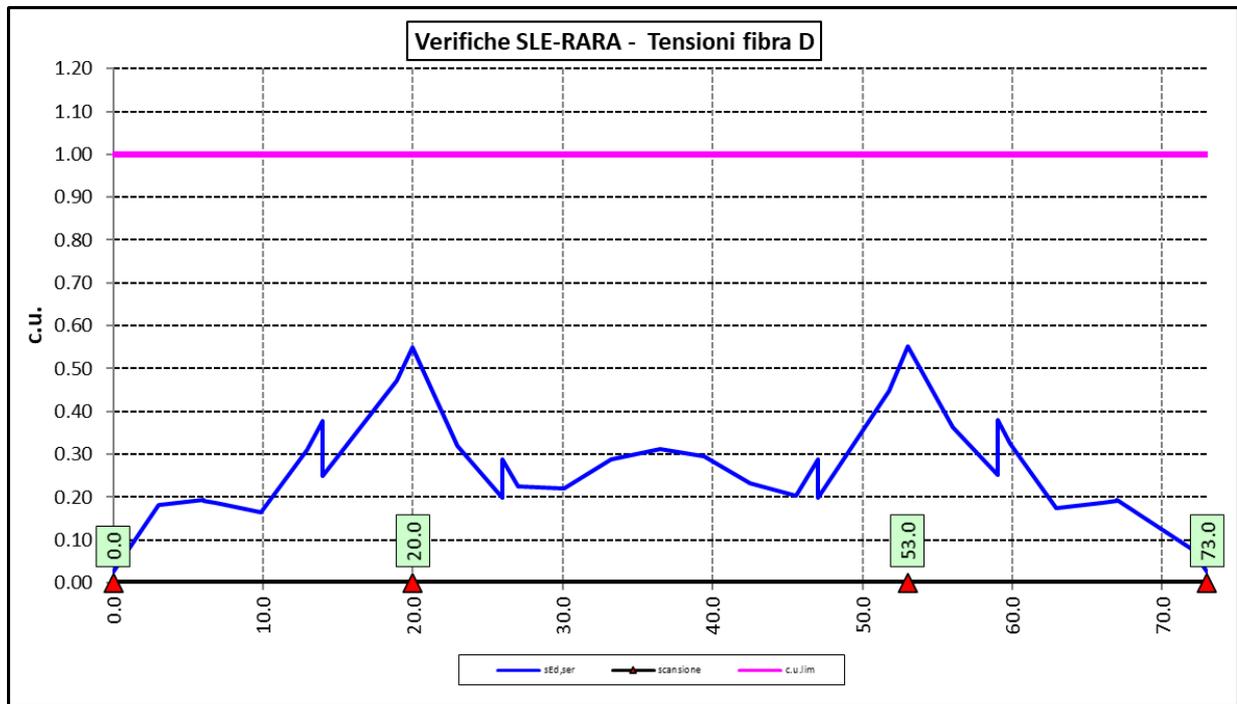
$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni sono state valutate nelle fibre esterne delle piattabande e dell'anima. Di seguito si presentano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica:

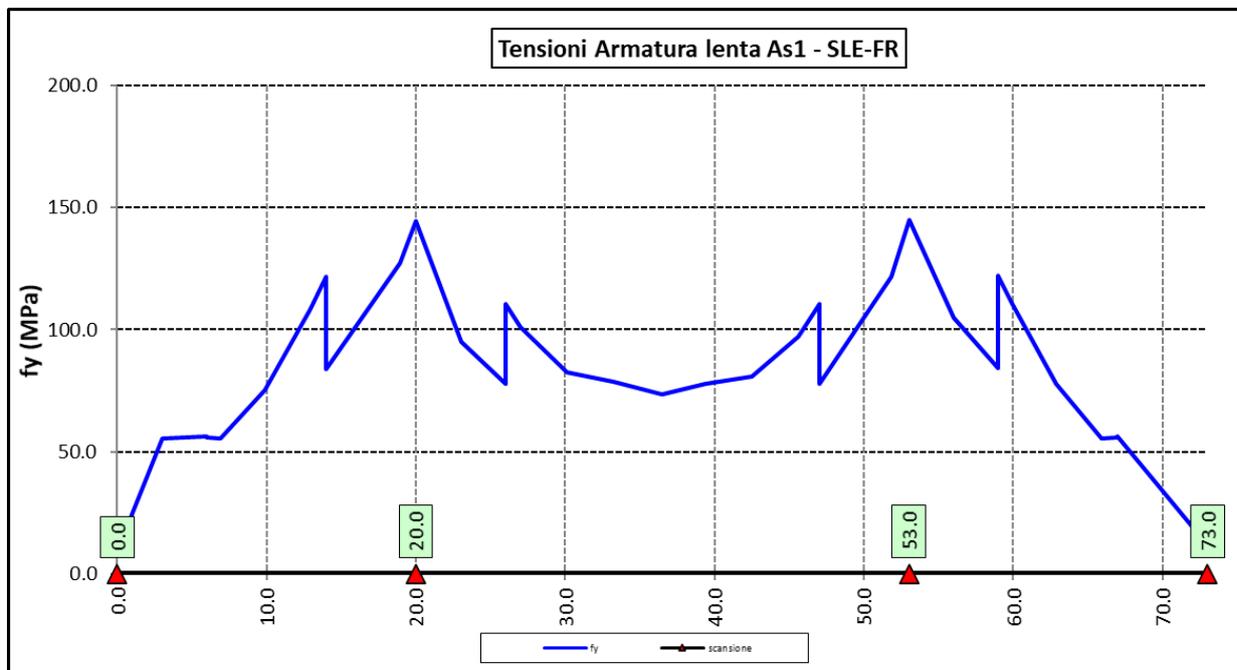






6.3.4 Verifiche SLE a fessurazione soletta nelle zone soggette a momento negativo

Il diagramma seguente illustra le tensioni massime sulle armature superiori longitudinali della soletta per la combinazione SLE-FR:



Il tasso massimo di lavoro delle armature della soletta in direzione longitudinale è inferiore a 145 MPa. Considerando che il diametro massimo delle armature adottate è pari a $\phi 20$, le verifiche di fessurazione,

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

effettuate per via indiretta con riferimento ai tassi massimi ammissibili specificati al paragrafo 4.1.4, sono soddisfatte:

barra $\phi 20$: $\sigma_{lim} (W_k = 0.3 \text{ mm}) = 222 \text{ MPa} > 145 \text{ MPa}$

Le verifiche per combinazione SLE-QP non sono dimensionanti dato che il coefficiente Ψ_2 relativo ai carichi mobili è nullo e i tassi di lavoro delle armature diminuiscono significativamente.

6.3.5 Verifiche di stabilità delle piattabande inferiori delle travi principali

In esercizio, il rischio di sbandamento è limitato alle piattabande inferiori compresse nelle zone di momento negativo in prossimità degli appoggi intermedi. La presenza della soletta, infatti, permette di trascurare la deformabilità globale della struttura.

I telai trasversali, costituiti dai traversi, dai montanti e da un tratto collaborante di soletta, si oppongono allo sbandamento e rappresentano vincoli elastici discreti per l'ala inferiore della trave.

La verifica di stabilità per la modalità latero-torsionale (LT) è condotta in accordo con le indicazioni del punto §4.2.4.1.3.2 delle NTC2018, controllando che sia verificata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Essendo:

M_{Ed} Il momento sollecitante di progetto;

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

il momento resistente di progetto ridotto per instabilità;

con:

- χ_{LT} coefficiente di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale;
- γ_{M1} coefficiente parziale di sicurezza allo Stato Limite Ultimo per instabilità pari a **1.10** per membrature di ponti stradali e ferroviari;
- W_y
 - o $W_{pl,y}$ per sezioni trasversali di classe 1 o 2;
 - o $W_{el,y}$ per sezioni trasversali di classe 3;
 - o $W_{eff,y}$ per sezioni trasversali di classe 4;

($W_{pl,y}$ è il modulo di resistenza plastico della sezione - $W_{el,y}$ è il modulo di resistenza elastico - $W_{eff,y}$ è il modulo di resistenza efficace).

In ultima analisi deve essere:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

$$\frac{\chi_{LT} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1} \cdot \sigma_{fi}} = \frac{\chi_{LT} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1.0$$

Essendo:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_{yk}}{\sigma_{fi}} \quad \text{il moltiplicatore dei carichi di progetto}$$

Per le travi a parete piena, il valore di χ_{LT} può essere determinato a partire dal calcolo di N_{cr} della piattabanda compressa elasticamente vincolata. Il coefficiente χ_{LT} vale

$$\frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq \begin{cases} 1 \\ 1/\lambda_{LT}^2 \end{cases}$$

Con:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

nella quale β è assunto pari ad 1.00, e $\bar{\lambda}_{LT,0}$ è assunto pari a 0.20.

Le curve di stabilità da utilizzare sono funzione della snellezza della sezione (h/b) e sono scelte in base alla seguente tabella.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	h/b ≤ 2	a
	h/b > 2	b
Sezioni a I saldate	h/b ≤ 2	c
	h/b > 2	d

Tabella 6.2. Curve di stabilità in funzione delle tipologie di sezione

Il coefficiente α_{LT} per la curva di stabilità utilizzata (d) è pari a 0.76.

Per valori della snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ gli effetti dell'instabilità flessio-torsionale possono essere ignorati e si applicano solo verifiche di resistenza della sezione trasversale (la stabilità non pregiudica la resistenza e si usa il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M0}).

Il valore della snellezza adimensionalizzata per la piattabanda compressa è determinato dalla seguente relazione:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}}$$

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

in cui, a favore di sicurezze, è considerato un valore maggiorato dell'area di sezione compressa $A_{eff} = \left[A_{eff,f} + \frac{A_{eff,w}}{3} \right]$, in cui alla sezione efficace della piattabanda è aggiunto un terzo della parte di anima. Questo contributo, infatti, aumenta il valore della sollecitazione nel corrente, senza che l'inerzia della piattabanda subisca variazioni significative.

Il valore di N_{cr} è determinato mediante uno schema di asta su appoggi elastici discreti posti in corrispondenza dei telai trasversali. Il modello di trave su appoggi elastici è relativo all'intero sviluppo della piattabanda inferiore, sottoposta ad una sollecitazione assiale variabile secondo l'andamento delle sollecitazioni flettenti globali.

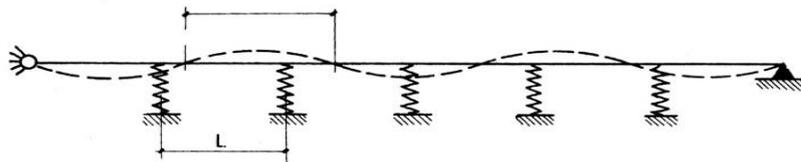


Figura 6.4. Schema di asta su appoggi elastici discreti

La rigidezza (k) della molla è stata valutata considerando la rigidezza assiale dei traversi che connettono le travi principali.

6.3.5.1 Rigidezza trasversale – ritegni all'instabilità flessio-torsionale

La rigidezza dei vincoli elastici intermedi è funzione della tipologia di traverso e, per l'impalcato in questione, il valore (k) della costante elastica della molla assume i seguenti valori:

- $K = 1536000$ kN/m rigidezza in corrispondenza pila
- $K = 1077000$ kN/m rigidezza traversi correnti

Per i traversi di spalla è stata assunta la stessa rigidezza del trasverso di appoggio pila.

6.3.5.2 Risultati verifiche di stabilità delle piattabanda inferiori delle travi principali

In allegato sono illustrati i risultati delle verifiche svolte nelle zone in prossimità degli appoggi intermedi a partire dal valore della forza assiale critica N_{crit} di progetto, determinata con il modello di trave su appoggi elastici discreti.

6.3.6 Verifiche a fatica

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcato metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- *criterio del danneggiamento accettabile per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.*

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

- *criterio della vita utile a fatica per strutture sensibili alla rottura per fatica.*

Criteri di valutazione	Conseguenze moderate (γ_{Mf})	Conseguenze significative (γ_{Mf})
Danneggiamento accettabile	1,00	1,15
Vita utile a fatica (Safe Life)	1,15	1,35

Tabella 6.3. Coefficienti parziali γ_{Mf}

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono:

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)

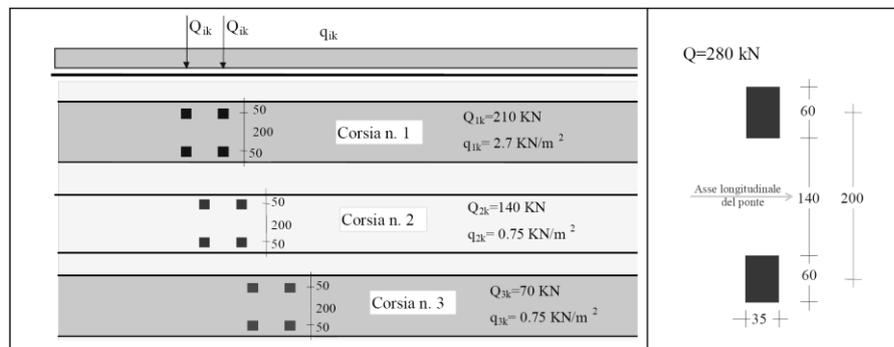


Figura 6.5. Modello di carico a fatica LM1

- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)

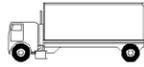
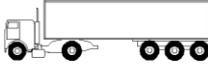
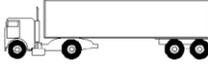
SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 6.6. Modello di carico a fatica LM2

- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

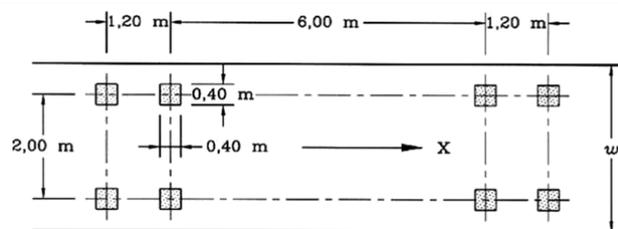


Figura 6.7. Modello di carico a fatica LM3 (4 assi da 120 kN)

- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

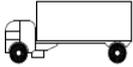
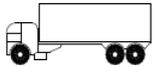
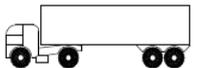
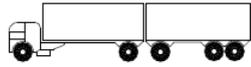
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Figura 6.8. Modello di carico a fatica LM4

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante ($\Delta\sigma_D$), controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Le Circolari applicative delle NTC2018 (§[D_2]), definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ($\Delta\sigma_D$) per $5 \cdot 10^6$ cicli di carico.

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

In alcuni casi è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_E$ mediante una serie di coefficienti λ , opportunamente calibrati, funzione della luce della campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \varphi_{fat} \cdot [\sigma_{FLM,max} - \sigma_{FLM,min}] = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{max}$$

con $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$. Per l'applicazione del metodo si può far riferimento a EN 1994-2.

Il coefficiente dinamico equivalente φ_{fat} per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, si conduce la verifica a danneggiamento controllando che risulti:

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Le Circolari applicative delle NTC2018 (§[D_2]), definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ($\Delta\sigma_C$) per $2 \cdot 10^6$ cicli di carico ad ampiezza costante.

6.3.6.1 Verifica a vita illimitata

Le verifiche a fatica sono state eseguite con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM2** in conformità al D.M. 14/01/2018 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1.35$.

Il carico LM2 è stato applicato secondo le indicazioni contenute al p.to 4.6.3 dell' Eurocodice ENV 1991-2 il quale precisa che i singoli veicoli che compongono l'LM2 devono essere fatti transitare separatamente lungo il ponte.

Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ in ogni sezione sarà pari al valore massimo dei cinque $\Delta\sigma$ dovuti a ciascuno dei veicoli che formano l'LM2.

Ciascun veicolo percorre il ponte da spalla a spalla posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia lenta della sezione stradale.

Sono stati considerati i particolari da fatica riportati nella tabella seguente:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

	Descrizione del Particolare	$\Delta\sigma_c$ (Mpa)		$\Delta\sigma_D$ (Mpa)		Size Effect
		2·10 ⁶ cicli		5·10 ⁶ cicli (1)		
1	Irrigidimento verticale o montante del traverso in semplice piatto saldato sulle piattabande	80		59		NO
2	Contropiastra saldata alla piattabanda inferiore in corrispondenza degli appoggi per compensazione pendenza longitudinale e collegamento apparecchi di appoggio	56		41,3		NO
3	Terminazione impilaggio con taglio della piattabanda impilata a 90°	56		41,3		NO
4	Arco di scarico sull' anima per consentire l' esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande	71		52,3		NO
5	Saldatura di testa delle piattabande con <u>Tmin ≤ 25 mm</u> e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto (2). Tmin = spessore minimo delle piattabande da unire	90		66,3		NO (3)
6	Saldatura di testa delle piattabande con <u>Tmin > 25 mm</u> e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto (4). Tmin = spessore minimo delle piattabande da unire	Tmin	$\Delta\sigma_c$	Tmin	$\Delta\sigma_D$	SI (5)
		25	112	25	83	
		30	108	30	80	
		35	105	35	77	
		40	102	40	75	
		45	100	45	73	
		50	98	50	72	
		55	96	55	71	
		60	94	60	69	
		65	93	65	68	
		70	91	70	67	
		75	90	75	66	
		80	89	80	65	
		85	88	85	65	
		90	87	90	64	
		95	86	95	63	
		100	85	100	63	
7	Saldatura di testa delle anime a piena	71		52,3		NO (3)

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

	penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati con $T_{min} \leq 25 \text{ mm}$			
	T_{min} = spessore minimo delle anime da unire			

1. $\Delta\sigma_D = 0,737 \times \Delta\sigma_C$
2. Sovrappessore di saldatura non superiore al 10% della larghezza del cordone
3. Per spessori inferiori a 25 mm non è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su $\Delta\sigma_C$
4. Saldatura molata a raso
5. Per spessori superiori a 25 mm è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su $\Delta\sigma_C$ secondo la relazione $\Delta\sigma_{C,rid}(T_{min}) = \Delta\sigma_C(25 \text{ mm}) \times K_s$; $K_s = (25 / T_{min})^{0,2}$

Dall'esame della tabella precedente risulta che, con i particolari costruttivi previsti in progetto, la saldatura di testa delle piattabande (anche per spessori considerevoli) presenta un $\Delta\sigma_C$ sempre superiore al particolare n° 7 (Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione).

Analogamente, il particolare n°4 (Arco di scarico sull' anima per consentire l'esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande), presenta un $\Delta\sigma$ uguale al particolare n° 7 (Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione).

Pertanto per la verifica a fatica nelle sezioni in cui è prevista la giunzione di testa dei conci sono stati utilizzati i particolari n° 4-7.

Per quanto riguarda i coefficienti γ sono stati utilizzati i seguenti valori:

- $\gamma_F = 1$
- $\gamma_{Mf} = 1,35$ (Coeff. di sicurezza per la verifica a fatica)

Nel seguito sono rappresentati in forma grafica i risultati ottenuti e le verifiche effettuate.

Nelle due figure seguenti sono rappresentate le verifiche a fatica.

Su ciascun grafico sono riportate due curve che rappresentano:

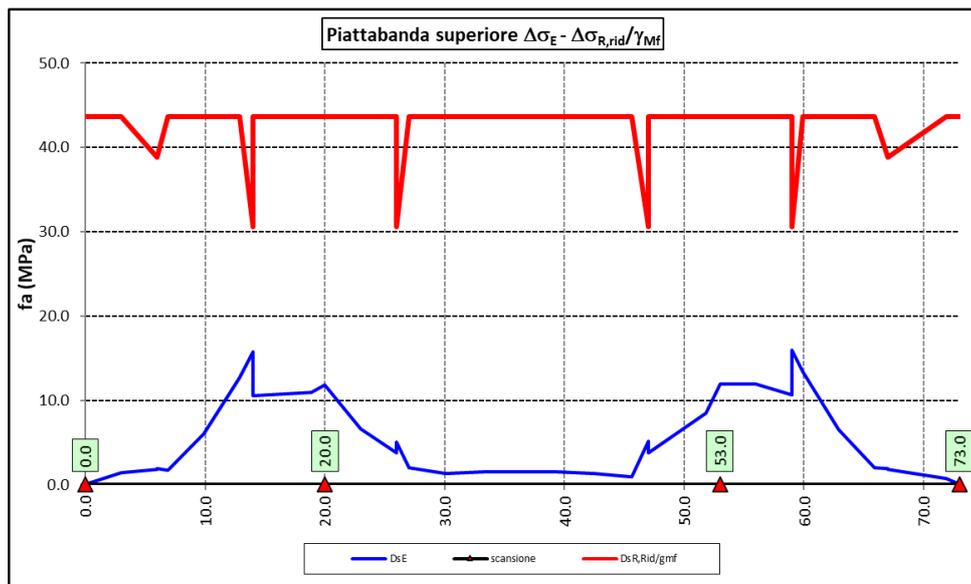
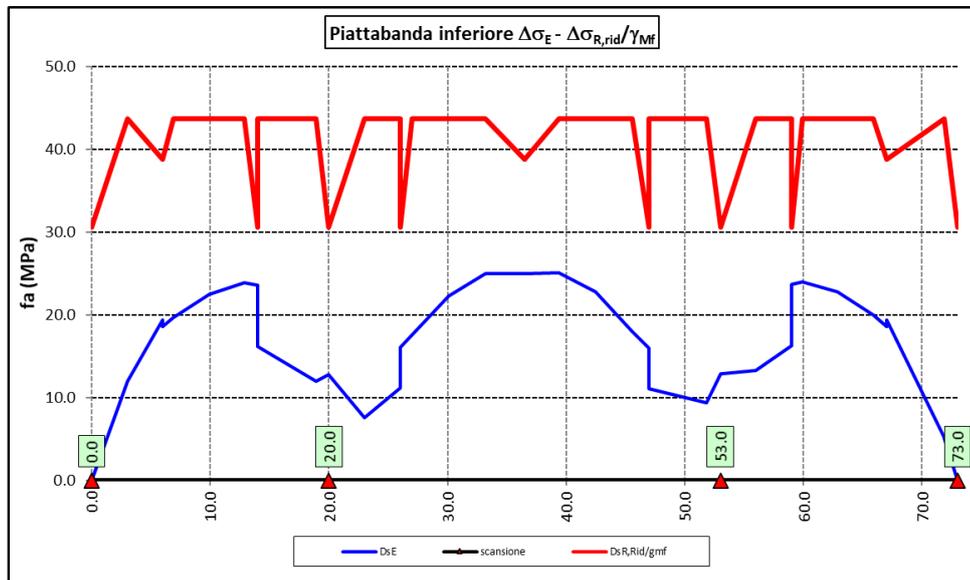
- Il diagramma dell' involucro dei $\Delta\sigma$ (in Mpa) dovuti ai cinque veicoli che formano il carico LM2 ($\Delta\sigma_E$).
- Il diagramma dei $\Delta\sigma$ "Resistenti ridotti" ($\Delta\sigma_{R,rid}$) pari al valore dei $\Delta\sigma_D$ riportati nella tabella divisi per il coeff. $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Tale grafico è stato costruito usando come retta di riferimento il valore del particolare n° 1 (presente ad interasse di circa 4-6 m lungo tutto lo sviluppo della struttura) per il quale si ha:

$$\Delta\sigma_{R,rid} = \Delta\sigma_D / 1,35 = 59/1,35 = 43,7 \text{ Mpa.}$$

I "picchi" verso il basso, rispetto a questa retta di riferimento, rappresentano i seguenti particolari:

- Particolare 2 (contropiastra) $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{MF} = 41,3/1,35 = 30,6 \text{ Mpa}$
- Particolare 3 (terminazione impilaggio) $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{MF} = 41,3/1,35 = 30,6 \text{ Mpa}$
- Particolare 7 (saldatura di testa delle anime di spessore non superiore a 25 mm) $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{MF} = 52,3/1,35 = 38,8 \text{ Mpa}$



Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

6.3.7 Verifiche SLU delle saldature longitudinali

I cordoni d'angolo delle saldature flangia superiore – anima (fibra C) ed anima – flangia inferiore (fibra B) sono stati verificati agli SLU ed allo stato limite di fatica.

Per quanto attiene le verifiche di resistenza SLU, devono essere rispettate simultaneamente le seguenti condizioni (par. 4.2.8.4):

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Con β_1 e β_2 forniti dalla seguente tabella in funzione del grado di acciaio:

Tabella 4.2.XIV Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

Essendo:

$\tau_{//}$ la tensione tangenziale agente nella sezione di gola parallela all'asse del cordole di saldatura.

n_{\perp} la tensione normale agente nella sezione di gola perpendicolare all'asse del cordone di saldatura;

Nel calcolo della n_{\perp} per il cordone a livello della flangia superiore si tiene conto del peso della soletta, del carico permanente e dell'azione di una ruota dell'asse di carico tandem di schema 1 (Q=150 kN - lunghezza dell'impronta 40 cm), diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Per quanto riguarda la verifica a fatica, è stata condotta una verifica a [vita illimitata](#) secondo il criterio [della vita utile a fatica](#), ipotizzando [conseguenze significative](#) della rottura; ciò conduce ad un coefficiente parziale di sicurezza pari a $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Il valore del delta di tensione tangenziale resistente è definito, tramite l'applicazione del coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} , a partire dal delta di tensione resistente per 2×10^6 cicli (classe del dettaglio $\Delta \tau_C = 80$ MPa), secondo la seguente relazione:

$$\Delta \tau_R = \frac{\Delta \tau_L}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot \Delta \tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot 80}{1,35} = 27 \text{ MPa}$$

In allegato si riportano gli esiti delle verifiche effettuate.

La dimensione dei cordoni d'angolo delle saldature è riportata nelle tabelle allegare e negli elaborati grafici.

6.3.8 Verifiche delle connessioni a pioli

Si adottano pioli tipo Nelson di altezza 220 mm e diametro 22 mm.

La resistenza di calcolo a taglio SLU del singolo connettore, valutata secondo le espressioni di cui al punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 è:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Resistenza dei connettori	Var	unità	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	γ_v		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	220
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	α		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	$P_{RD,a}$	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	$P_{RD,c}$	kN	122.6
Resistenza del piolo SLU (min ($P_{RD,a}$; $P_{RD,c}$))	$P_{RD,SLU}$	kN	109.5

Agli SLE si considera la seguente resistenza dei connettori:

Coefficiente Ks	Ks		0.75
Resistenza del piolo SLE (ks x Prd)	$P_{RD,SLE}$	kN	82.1

Le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo di fatica sono effettuate "a *danneggiamento*" controllando che sia:

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta compressa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

Con:

$$\Delta\tau_{E,2} \quad \text{delta di tensione equivalente sul piolo;}$$

$$\Delta\tau_C \quad \text{valore di riferimento della resistenza a fatica del piolo pari a 90 MPa;}$$

$$\gamma_{Ff} \quad \text{fattore di sicurezza parziale sui carichi pari ad 1.0;}$$

$$\gamma_{Mf,s} \quad \text{fattore di sicurezza parziale sul materiale costituente il piolo posto pari a 1.15.}$$

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta tesa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad \text{controllo sull'interazione fra } \Delta\tau \text{ e } \Delta\sigma$$

Con:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

 $\Delta\sigma_{E,2}$

intervallo di tensioni agenti sulla piattabanda superiore;

 $\Delta\sigma_C$

valore di riferimento della resistenza a fatica della piattabanda superiore pari a **80 MPa**.

Il delta di tensione equivalente sul piolo è pari a:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

con λ_v è il fattore di danneggiamento equivalente per la connessione a pioli e $\Delta\tau$ intervallo di tensioni tangenziali prodotte dal carico da fatica.

Pertanto si ha:

Dati per verifiche a fatica - Danneggiamento equivalente	Var	unità	
Classe di resistenza a fatica per pioli (scorrimento)	$\Delta\tau_C$	Mpa	90.0
Classe di resistenza a fatica della piat. Sup. per effetto saldatura pioli	$\Delta\sigma_C$	Mpa	80.0
Coefficiente parziale amplificativo dei carichi	γ_{Ff}		1.00
Coefficiente di resistenza parziale (verifica al danneggiamento)	γ_{Mf}		1.15
Resistenza di calcolo a fatica pioli Dtr_rid	$\Delta\tau_C / (\gamma_{Mf} \times \gamma_l)$	Mpa	78.3
Resistenza di calcolo a piattabanda superiore Dse_rid	$\Delta\sigma_C / (\gamma_{Mf} \times \gamma)$	Mpa	69.6

Il calcolo dei fattori lambda e lambda v fornisce i seguenti risultati:

Fattori lambda - Danneggiamento equivalente	Var	unità	
tipo di traffico:	percorrenza		lunga
Vita di progetto del ponte	t_{ld}	anni	100
Peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta	Qm1	kN	445
numero	Nobs		5.0E+05
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda 2	λ_2		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_3		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_4		1.00
fattore lambda v 1	λ_{v1}		1.55
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda v 2	λ_{v2}		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_{v3}		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_{v4}		1.00
fattore lambda v	λ_v		1.437

Infine, si è tenuto conto delle azioni concentrate alle estremità dovute a ritiro e variazioni termiche.

I connettori sono stati disposti ad interasse costante pari a **200 mm** lungo l'asse delle travi principali.

I risultati delle verifiche svolte sono riportati in allegato.

6.4 Verifiche SLE di deformabilità della struttura

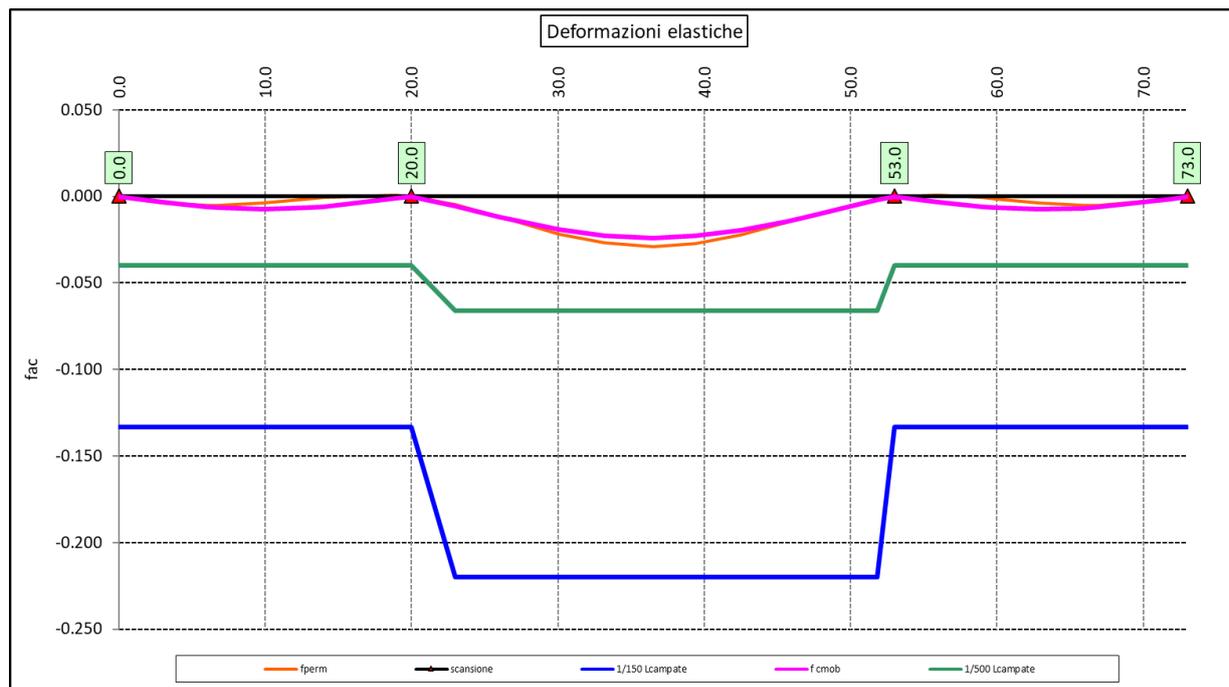
E' stato verificato che la somma delle deflessioni dovute ai carichi permanenti fosse inferiore di 1/150 della luce delle campate.

Inoltre, è stato effettuato un controllo delle deflessioni generate in fase di esercizio dai carichi mobili, verificando che queste risultano sempre non maggiori di 1/500 la luce delle campate.

I risultati a delle verifiche svolte sono riepilogati nella seguente tabella:

Nodo	Progr (m)	peso proprio		permanenti portati		Ritiro iperstatico	Totale permanenti	Luce campate (m)	1/150 L	Verifica	Carichi mobili			1/500 L	Verifica	Controfreccia teorica	
		fg1 (m)	fg2 (m)	fr (m)	fperm (m)	L (m)	Carichi mobili - C	Carichi mobili - D			Carichi mobili - F	fg1 (m)	fcf-t (m)				
1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000
2	3.00	-0.001	0.000	-0.002	-0.004	-0.004	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.002	-0.001	0.000	-0.003	-0.040	OK!	0.005
3	6.00	-0.001	0.000	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.007
4	6.90	-0.001	0.000	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.007	-0.040	OK!	0.007
5	9.90	0.000	0.000	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.005	-0.003	0.000	-0.007	-0.040	OK!	0.006
6	12.90	0.001	0.000	-0.003	-0.002	-0.002	-0.002	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.003
7	14.00	0.001	0.000	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.002
8	18.90	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.001	0.000	0.000	-0.001	-0.040	OK!	0.000
9	20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000
10	23.00	-0.004	-0.001	0.001	-0.005	-0.005	-0.005	33.000	-0.220	OK!	-0.003	-0.002	0.000	-0.006	-0.066	OK!	0.006
11	26.00	-0.011	-0.003	0.002	-0.012	-0.012	-0.012	33.000	-0.220	OK!	-0.007	-0.005	0.000	-0.012	-0.066	OK!	0.015
12	27.00	-0.013	-0.004	0.002	-0.014	-0.014	-0.014	33.000	-0.220	OK!	-0.008	-0.006	0.000	-0.014	-0.066	OK!	0.018
13	30.10	-0.019	-0.005	0.003	-0.022	-0.022	-0.022	33.000	-0.220	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.019	-0.066	OK!	0.026
14	33.20	-0.024	-0.006	0.003	-0.027	-0.027	-0.027	33.000	-0.220	OK!	-0.013	-0.010	0.000	-0.023	-0.066	OK!	0.033
15	36.50	-0.025	-0.007	0.003	-0.029	-0.029	-0.029	33.000	-0.220	OK!	-0.014	-0.010	0.000	-0.024	-0.066	OK!	0.035
16	39.40	-0.024	-0.006	0.003	-0.027	-0.027	-0.027	33.000	-0.220	OK!	-0.013	-0.010	0.000	-0.023	-0.066	OK!	0.033
17	42.50	-0.020	-0.005	0.003	-0.022	-0.022	-0.022	33.000	-0.220	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.020	-0.066	OK!	0.027
18	45.60	-0.014	-0.004	0.002	-0.015	-0.015	-0.015	33.000	-0.220	OK!	-0.008	-0.006	0.000	-0.014	-0.066	OK!	0.019
19	47.00	-0.011	-0.003	0.002	-0.012	-0.012	-0.012	33.000	-0.220	OK!	-0.007	-0.005	0.000	-0.012	-0.066	OK!	0.015
20	51.80	-0.001	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	33.000	-0.220	OK!	-0.001	-0.001	0.000	-0.002	-0.066	OK!	0.002
21	53.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000
22	56.00	0.002	0.000	-0.001	0.001	0.001	0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.002	-0.001	0.000	-0.003	-0.040	OK!	0.000
23	59.00	0.001	0.000	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.002
24	59.90	0.001	0.000	-0.003	-0.001	-0.001	-0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.003
25	62.90	0.000	0.000	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.005	-0.003	0.000	-0.007	-0.040	OK!	0.006
26	65.90	-0.001	0.000	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.007	-0.040	OK!	0.007
27	67.00	-0.001	0.000	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.007
28	71.90	0.000	0.000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.002	20.000	-0.133	OK!	-0.001	0.000	0.000	-0.001	-0.040	OK!	0.002
29	73.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000

La figura seguente fornisce evidenza dei risultati ottenuti:



S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Figura 6.9. Travi principali – Verifiche di deformabilità

Le deflessioni delle travi dovute ai carichi permanenti saranno recuperate mediante opportune controfreccie di montaggio. La contro freccia teorica f_{cf} è stabilita pari a:

$$f_{cf} = f_{G1} + f_{G2} + f_{rit} + 25\% f_{Cmob}$$

essendo:

- f_{G1} : la deflessione dovuta ai pesi propri;
- f_{G2} : la deflessione dovuta ai permanenti portati;
- f_{rit} : la deflessione dovuta al ritiro iperstatico;
- f_{Cmob} : la deflessione dovuta ai carichi mobili.

La figura seguente riporta l'andamento della contro freccia teorica in base alla quale sarà costruita la controfreccia di montaggio:

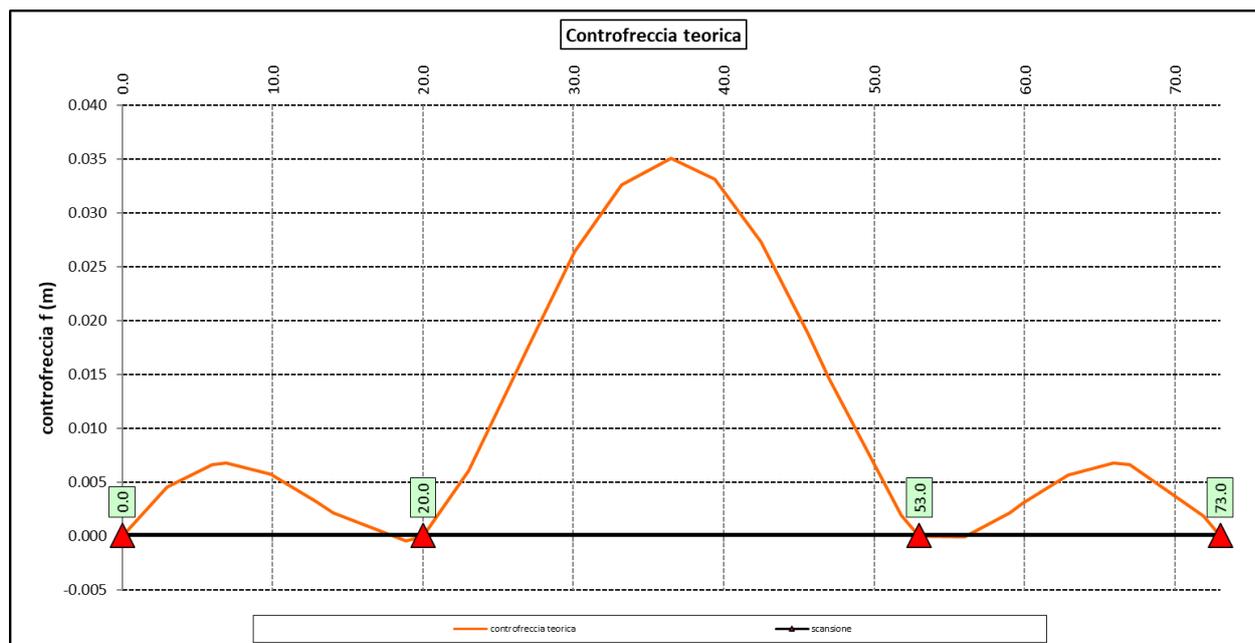


Figura 6.10. Travi principali – controfreccia teorica

6.5 Verifica della Soletta in c.a.

Si prevede che il getto della soletta avvenga su predelle di altezza pari a 7 cm tessute in direzione trasversale all'asse dell'impalcato ed appoggiate sulle ali superiori delle travi principali.

Il getto della soletta dovrà tassativamente avvenire in due fasi in direzione trasversale:

1. dapprima si eseguirà il getto della soletta nella parte centrale compresa tra le due travi principali, comprendendo il getto degli sbalzi per 1.00 m dall'asse delle travi. I suddetti getti avverranno secondo questa successione:
 - a. getto di due fasce di larghezza pari a 2.00 m a cavallo delle travi principali;
 - b. completamento del getto delle campate comprese tra le travi principali.

N.B. non è richiesta alcuna maturazione dei getti nel passaggio tra la fase 1a e la fase 1b.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

2. successivamente avverrà il completamento della soletta con il getto delle zone rimanenti degli sbalzi. Il getto di seconda fase potrà avvenire solo dopo che il getto di prima fase avrà raggiunto la resistenza di 25 Mpa.

Infine si provvederà a realizzare il getto dei cordoli.

In direzione longitudinale i getti andranno effettuati dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti delle zone a cavallo delle pile.

6.5.1 Verifica delle predalles in fase di autoportanza

Le predalle, di larghezza pari a 2.40 m, saranno armate con tralicci di tipo HD Baustrada 12/16/10 h=195 mm posti ad interasse corrente di 40 cm (n.6 tralicci). Sulla campata interna saranno disposti ulteriori 5 tralicci di rinforzo per ciascuna predalla.

In fase di calcolo è stato considerato un sovraccarico accidentale dovuto ai mezzi d'opera pari a 0.75 kN/m².

Le predalle sono interrotte in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi principali per consentire l'alloggiamento dei connettori.

La verifica delle sezioni viene effettuata in mezzeria per la campata interna ed in corrispondenza dell'incastro dello sbalzo.

In accordo alle fasi di getto, si considerano 3 schemi di carico:

1. Peso proprio predalla + getto in corrispondenza della campata interna + peso dei mezzi d'opera posizionati in corrispondenza della campata interna compresa tra le travi metalliche. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione di mezzeria (massimo momento positivo). A favore di sicurezza si trascura il contributo stabilizzante offerto dal peso dei getti di completamento sugli sbalzi eseguiti in fase 1a.
2. Peso proprio predalla + getto dello sbalzo per 1.00 m dall'asse della trave principale + peso dei mezzi d'opera su tutta la lunghezza dello sbalzo. Si verifica il traliccio in corrispondenza dell'incastro dello sbalzo.
3. Peso proprio predalla e della veletta di bordo + peso completamento del getto dello sbalzo + peso dei mezzi d'opera. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione a 1.00 m dall'asse della trave di bordo.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo e verifica e successivamente i risultati delle verifiche effettuate per il caso in esame.

6.5.1.1 Criteri di calcolo e verifica

Gli sforzi normali massimi di trazione/compressione N_{Ed} , agenti sui correnti dei tralicci per verifiche SLU di resistenza a trazione e instabilità a compressione, sono determinati dividendo il momento flettente di calcolo agli SLU per il braccio delle forze interne h_u , pari alla distanza verticale tra il corrente superiore e inferiore.

Gli sforzi normali massimi di compressione agenti sulle diagonali dei tralicci si ottengono dividendo il massimo taglio di calcolo V_{max} nella sezione considerata, per il seno dell'angolo α , formato dalla diagonale con l'asse dei correnti nel piano longitudinale, e per il coseno dell'angolo β , formato dalla diagonale con l'asse verticale nel piano trasversale.

Verifica di resistenza dei correnti tesi

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.u. = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ dei correnti tesi è pari a:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo:

A_s l'area totale dei correnti tesi;
 f_{yk} la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;
 γ_M è il coefficiente di sicurezza pari a **1.15** per acciaio **B450C**.

Verifica all'instabilità dei correnti compressi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.u. = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ delle aste compresse dei tralicci è stata valutata in accordo al paragrafo §4.2.4.1.3.1 delle NTC2018:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

Essendo:

A_s l'area totale dei correnti compressi;
 f_{yk} la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;
 γ_M è il coefficiente di sicurezza pari a **1.15** per acciaio **B450C**.
 χ il coefficiente di riduzione dello sforzo normale a compressione fornito dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

dove:

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} + 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

α è il fattore di imperfezione assunto pari a **0.49** in accordo alla tab. Tab 4.2.VI;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$ è la snellezza adimensionale;

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_0^2}$$

è il carico critico euleriano, dipendente dalle proprietà della sezione lorda e dalla lunghezza libera di inflessione dell'asta $L_0 = \beta L$;

$\beta = 1.0$ nel caso dei correnti e $\beta = 0.9$ nel caso delle diagonali dei tralicci.

L è la lunghezza dell'asta; nel caso dei correnti è pari alla distanza che intercorre tra due successivi nodi dei tralicci in direzione longitudinale, mentre nel caso delle diagonali è pari alla lunghezza effettiva della diagonale.

6.5.1.2 Verifica della predalla in mezzeria della campata tra le travi

A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralicci.

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.		Var	unità				
Interasse tra le travi	it		mm			6000	
Lunghezza dello sbalzo sx rispetto ad asse trave	ls_sx		mm			2625	
Larghezza asola sulla piattabanda superiore sx	Bas_sx		mm			540	
Distanza tra asse trave sx e asse appoggio predalla	Dap_sx		mm			310	
Lunghezza dello sbalzo dx rispetto ad asse trave	ls_dx		mm			2625	
Larghezza asola sulla piattabanda superiore dx	Bas_dx		mm			540	
Distanza tra asse trave dx e asse appoggio predalla	Dap_dx		mm			310	
Altezza complessiva soletta in campata - per carichi	hs1c		mm			310	
Altezza complessiva soletta in campata - per verifiche	hs2		mm			310	
Luce di calcolo della predalla in campata	ls		mm			5380	
DATI PERMANENTI PORTATI		Var	unità				
DATI GEOMETRICI PREDALLE		Var	unità				
n. tralicci per dalla	nt					11	
altezza traliccio	ht		mm			195	
Sezione corrente		n	ϕ	A	At	di	l
			mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralicci	1	16		201	2212	227	35387
Armatura inferiore tralicci	2	12		226	2488	46	22393
Armatura inferiore nella dalla	2	20			628	40	15708
spessore predalla in agli sbalzi per carichi			mm				70
spessore predalla in campata per carichi			mm				70
spessore predalla in campata per verifiche			mm				70
larghezza predalla			mm				2400

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI COMPLETAMENTO						
ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio predalla agli sbalzi	g1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla in campata	g1b	2.40	0.070	25.0		4.20
peso proprio getto di completamento	g1c	2.40	0.240	25.0		14.40
peso mezzi d'opera	q	2.40			0.75	1.80
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità			
Reazione all'appoggio sx - permanenti	RA-p	kN	59.93			
ascissa taglio nullo	x_V(0)	m	2.69			
Momento massimo in campata - permanenti	Mmax_p	kNm	49.91			
Momento massimo in campata - accidentali	Mmax_q	kNm	6.51			
Taglio massimo all'appoggio - permanenti	Vmax_p	kN	50.03			
Taglio massimo all'appoggio - accidentali	Vmax_q	kN	4.84			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50			
Verifiche SLU - Momento flettente in mezzzeria	Mmax	kNm	74.7			
Verifiche SLU - Taglio massimo all'appoggio	Vmax	kNm	72.3			
VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI		Var	unità			
altezza del traliccio	ht	m	0.177			
Momento flettente	Mmax	kNm	74.65			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	60.5			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	12.7			
Sforzo massimo nei correnti	Nmax1	kN	421.8			
Verifica dei correnti compressi		Var	unità	cor traliccio		
n. correnti	nc		11			
Diametro corrente compresso	ϕ	mm	16			
Area corrente compresso	A	mmq	201			
Momento d'inerzia corrente compresso	Ix	mm4	3217			
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0040			
Lunghezza libera d'inflexione	L0	m	0.20			
coefficiente beta	β		1.00			
snellezza	λ		50.0			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	166690			
snellezza adimensionale	λ_{-}		0.74			
fattore di imperfezione alpha	α		0.49			
coefficiente Φ	Φ		0.90			
coefficiente χ	χ		0.70			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	607			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.69		< 1.0	
Verifica dei correnti tesi		Var	unità	inferiori		
A correnti	A	mmq	3116			
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	1219			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.35		< 1.0	
VERIFICA DIAGONALI						
altezza del traliccio	ht	m	0.177			
n. diagonali	nd		22			
Taglio massimo	Vmax	kN	72.31			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	60.5			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	12.7			
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	85.1			
Diametro diagonale	ϕ	mm	10.0			
Area diagonale	A	mmq	79			
Momento d'inerzia diagonale	Ix	mm4	491			
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025			
Lunghezza libera d'inflexione	L0	m	0.21			
coefficiente beta	β		0.90			
snellezza	λ		75.0			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	28915			
snellezza adimensionale	λ_{-}		1.11			
fattore di imperfezione alpha	α		0.49			
coefficiente Φ	Φ		1.33			
coefficiente χ	χ		0.48			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	325			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.26		< 1.0	

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei trallici sono soddisfatte.

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei trallici sono soddisfatte.

6.5.1.3 Verifica della predalle tralicciate in corrispondenza degli sbalzi

Il calcolo viene svolto in due fasi, la prima corrisponde al getto della prima parte dello sbalzo, la seconda al getto di completamento. A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature integrative disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei trallici. La verifica è relativa allo sbalzo di luce maggiore:

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.		Var	unità				
Altezza complessiva soletta alla estremità inc. sbalzo		hss1	mm	310			
Altezza complessiva soletta alla estremità libera sbalzo		hss2	mm	310			
Luce dello sbalzo rispetto all'asse della trave		ls	mm	2625			
Inclinazione del getto in opera - intradosso		incl		0.000			
Larghezza asola sulla piattabanda superiore		Lasol	mm	540			
Distanza tra asse trave e asse appoggio predalla		Dap	mm	310			
Estensione del getto di prima fase dall'asse della trave		Lg1	mm	1000			
DATI GEOMETRICI PREDALLE		Var	unità				
n. trallici per dalla		nt		6			
altezza traliccio all'incastro		ht	mm	195			
Sezione corrente		n	ϕ	A	At	di	I
			mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore trallici	1	16	201	1206	227	19302	
Armatura inferiore trallici	2	12	226	1357	46	12215	
Armatura di rinforzo nella dalla	0	0		0	40	0	
Altezza complessiva predalla alla estremità libera			mm	70			
Altezza complessiva predalla alla estremità inc. sbalzo			mm	70			
larghezza lastra			mm	2400			
coefficiente di omogeneizzazione				10			
Area lastra			mm2	16800			
Caratteristiche geometrico-inerziali		Var	unità				
Area totale		At	mm2	19364			
Momento statico rispetto al lembo inferiore		Mstat	mm3	924276			
Y baricentro rispetto al lembo inferiore		Yg	mm	48			
Momento d'inerzia dalla tralicciata		It	mm4	48388114			
Sezione asolata d'estremità		n	ϕ	A	At	di	I
			mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore trallici	1	16	201	1206	227	19302	
Armatura inferiore trallici	2	12	226	1357	46	12215	
Caratteristiche geometrico-inerziali		Var	unità				
Area totale		At	mm2	2564			
Momento statico rispetto al lembo inferiore		Mstat	mm3	336276			
Y baricentro rispetto al lembo inferiore		Yg	mm	131			
Momento d'inerzia		It	mm4	20954896			

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI PRIMA FASE						
ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio dalla (costante)	g1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla (variabile)	g1b	2.40	0.00	25.0		0.00
peso proprio getto di completamento (costante)	g1c	2.40	0.24	25.0		14.40
peso proprio getto di completamento (variabile)	g1d	2.40	0.00	25.0		0.00
peso mezzi d'opera	p3	2.40			0.75	1.80
		B (m)	H (m)	L (m)	p (kN/ml)	P (kN)
peso della veletta	P4	2.40			2.00	4.80
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità			
Momento massimo all'incastro - permanenti	Mmax-p	kNm	25.79			
Momento massimo all'incastro - accidentali	Mmax-q	kNm	4.82			
Taglio massimo - permanenti	Vmax-p	kN	24.46			
Taglio massimo - accidentali	Vmax-q	kN	4.17			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50			
Verifiche SLU - Momento flettente all'incastro	Mmax	kNm	40.8			
Verifiche SLU - Taglio massimo all'incastro	Vmax	kNm	38.0			
VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI		Var	unità			
altezza del traliccio all'incastro	ht	m	0.177			
Momento flettente	Mmax	kNm	40.77			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	60.5			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	9.6			
Sforzo massimo nei correnti del traliccio	Nmax	kN	230.3			
Verifica dei correnti compressi in corrispondenza asoli:	Var	unità	cor traliccio	in		
Sforzo normale nei correnti inferiori	Nmax_i	kN	230			
n. correnti	nc		12			
Diametro corrente compresso	ϕ	mm	12			
Area corrente compresso	A	mmq	113			
Momento d'inerzia corrente compresso	I	mm4	1018			
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0030			
Lunghezza libera d'inflexione	L0	m	0.20			
coefficiente beta	β		1.00			
snellezza	λ		67			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	52742			
snellezza adimensionale	λ_*		0.98			
fattore di imperfezione alpha	α		0.49			
coefficiente Φ	Φ		1.17			
coefficiente χ	χ		0.55			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	292			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.79	< 1.0		
Verifica dei correnti compressi (sezione corrente)	Var	unità	inferiori			
A correnti	A	mmq	1357			
Resistenza a compressione dell'armatura compressa	Nc,Rd	kN	531			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.43	< 1.0		
Verifica dei correnti tesi	Var	unità	superiori			
A correnti	A	mmq	1206			
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	472			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.49	< 1.0		

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

VERIFICA DIAGONALI

altezza del traliccio	ht	m	0.181	
n. diagonali	nd		12	
Taglio massimo	Vmax	kN	38.05	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	60.5	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	9.6	
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	44.3	
Diametro diagonale	ϕ	mm	10	
Area diagonale	A	mmq	79	
Momento d'inerzia diagonale	I	mm4	491	
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025	
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.21	
coefficiente beta	β		0.90	
snellezza	λ		76	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	28251	
snellezza adimensionale	$\lambda_{_}$		1.12	
fattore di imperfezione alpha	α		0.49	
coefficiente Φ	Φ		1.35	
coefficiente χ	χ		0.47	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	175	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.25	< 1.0

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

FASE 1 - GETTO DI SECONDA FASE						
ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio dalla (costante)	p1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla (variabile)	p1b	2.40	0.0	25.0		0.00
peso proprio getto di completamento (costante)	p2a	2.40	0.24	25.0		14.40
peso proprio getto di completamento (variabile)	p2b	2.40	0.00	25.0		0.00
peso mezzi d'opera	p3	2.40			0.75	1.80
		B (m)	H (m)	L (m)	p (kN/ml)	P (kN)
peso della veletta	P4	2.40			2.00	4.80
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità			
Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase - permanenti	Mmax-p	kNm	32.36			
Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase - accidentali	Mmax-q	kNm	2.38			
Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase - permanenti	Vmax-p	kN	35.03			
Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase - accidentali	Vmax-q	kN	2.93			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50			
Verifiche SLU - Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase	Mmax1	kNm	45.63			
Verifiche SLU - Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase	Vmax1	kN	49.92			
VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI ALL'ESTREMITA' DEL GETTO		Var	unità			
altezza del traliccio	ht	m	0.191			
Momento flettente	Mmax	kNm	45.63			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	62.4			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	8.9			
Sforzo massimo nei correnti del traliccio	Nmax	kN	238.9			
Verifica dei correnti tesi		Var	unità	superiori		
A correnti	A	mmq	1206			
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	472			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.51	< 1.0		
VERIFICA DIAGONALI		Var	unità			
altezza del traliccio	ht	m	0.191			
n. diagonali	nd		12			
Taglio massimo	Vmax	kN	49.92			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	62.4			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	8.9			
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	57.0			
Diametro diagonale	ϕ	mm	10			
Area diagonale	A	mmq	79			
Momento d'inerzia diagonale	I	mm4	491			
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025			
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.22			
coefficiente beta	β		0.90			
snellezza	λ		78.6			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	26372			
snellezza adimensionale	λ_{-}		1.16			
fattore di imperfezione alpha	α		0.49			
coefficiente Φ	Φ		1.40			
coefficiente χ	χ		0.45			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	168			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.34	< 1.0		

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei trallicci sono soddisfatte.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei tralicci sono soddisfatte.

6.5.2 Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in esercizio sono state determinate attraverso un calcolo agli elementi finiti (SAP2000P), in cui la soletta è schematizzata con elementi SHELL.

L'altezza degli elementi shell è pari a 31 cm.

Per tenere conto della altezza effettivamente collaborante in direzione longitudinale, pari a 24 cm, sono state opportunamente ridotte le rigidità flessionali e taglianti in questa direzione secondo i seguenti rapporti:

$$\text{fac_r_lLong} = t_l^3 / t_t^3 = 0.24^3 / 0.31^3 = 0.464$$

$$\text{fac_r_Along} = t_l / t_t = 0.24 / 0.31 = 0.77$$

La soletta è semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi principali.

La figura seguente illustra il modello utilizzato per il calcolo della soletta dell'impalcato due travi :

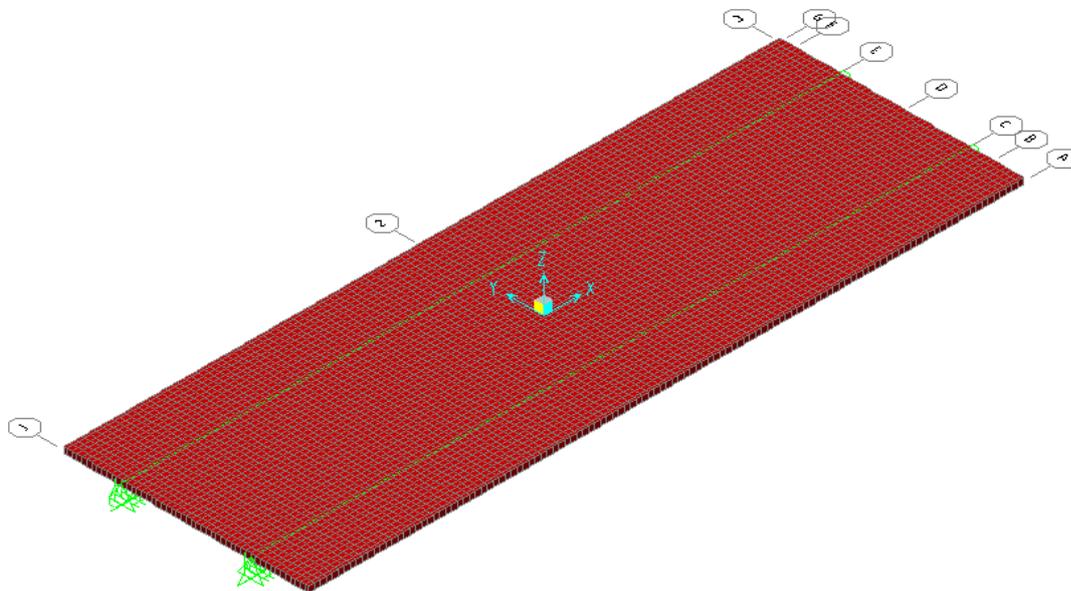


Figura 6.11 Modello di calcolo soletta con due travi principali – vista estrusa del modello agli elementi finiti

6.5.2.1 Analisi dei carichi agenti sulla soletta

I carichi di progetto considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta $25.0 \times 0.31 = 7.75$ kNm⁻²

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

- peso proprio di ciascuno dei cordoli 25.0 × 0.20 = 5.00 kNm⁻²
- peso della pavimentazione stradale = 3.00 kNm⁻²
- peso di ciascuna barriera di sicurezza integrata = 3.00 kNm⁻¹
- peso di ciascuna rete di protezione = 0.50 kNm⁻¹
- peso tubazioni smaltimento acque di piattaforma = 1.50 kNm⁻¹
- peso di ciascuna veletta di bordo e carter metallico = 2.90 kNm⁻¹

I carichi mobili Q_{1k} e q_{1k} (schema di carico 1 di cui al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018) sono disposti come da schemi successivi in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Le sollecitazioni sono state determinate per le seguenti disposizioni longitudinali dei carichi tandem:

- carichi disposti nella generica sezione corrente dell'impalcato;
- carichi disposti in prossimità della testata dell'impalcato.

Per ognuna di tali disposizioni i carichi sono stati disposti trasversalmente sull'impalcato nelle configurazioni di carico illustrate nelle figure seguenti:

Impalcato tre travi

Configurazione di carico A

- Condizione Q1CA: Carichi concentrati
- Condizione Q1DA: Carichi distribuiti

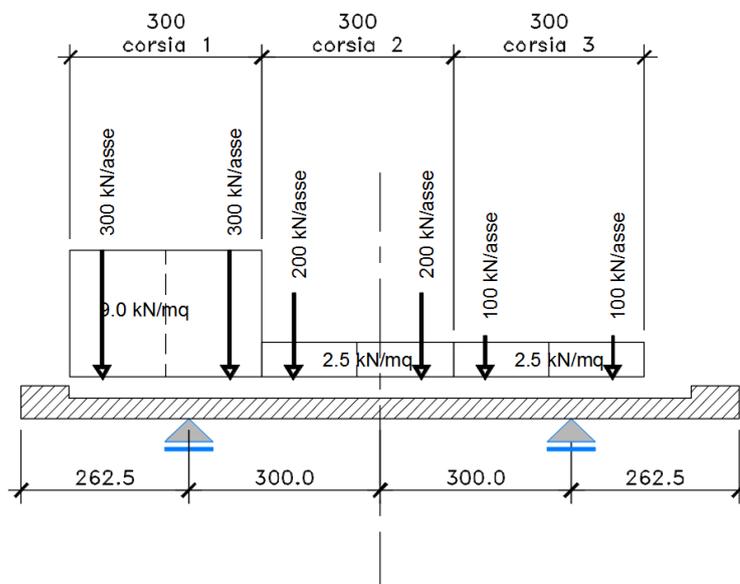


Figura 6.12 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Due travi - Configurazione A

Configurazione di carico B

- Condizione Q1CB: Carichi concentrati
- Condizione Q1DB: Carichi distribuiti

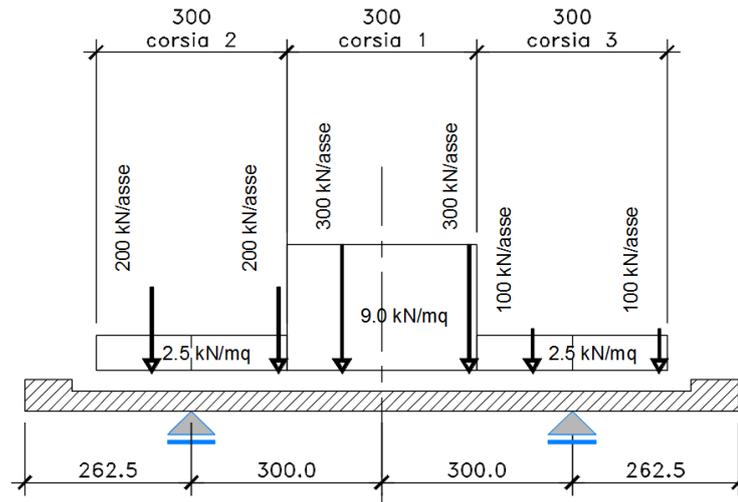


Figura 6.13. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Due travi - Configurazione B

Configurazione di carico C

- Condizione Q1CC: Carichi concentrati
- Condizione Q1DC: Carichi distribuiti

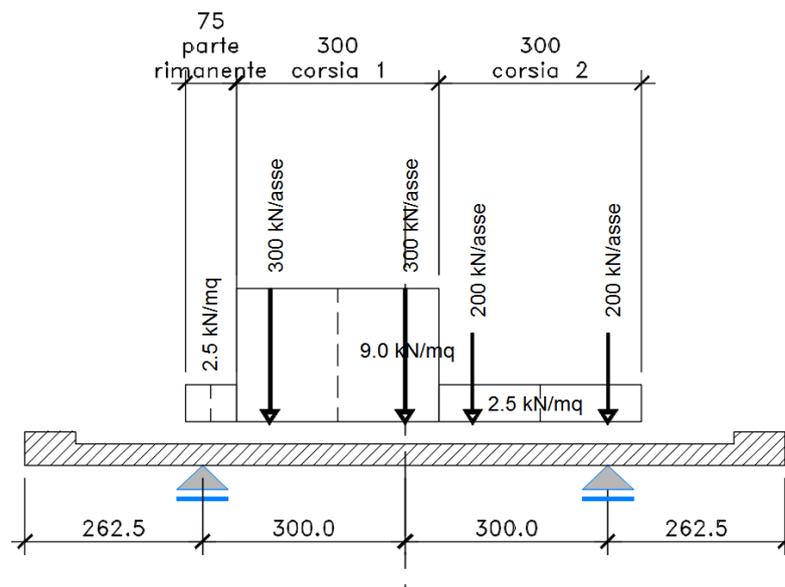


Figura 6.14. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Due travi - Configurazione C

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Configurazione di carico D

- Condizione Q2D: Carichi concentrati

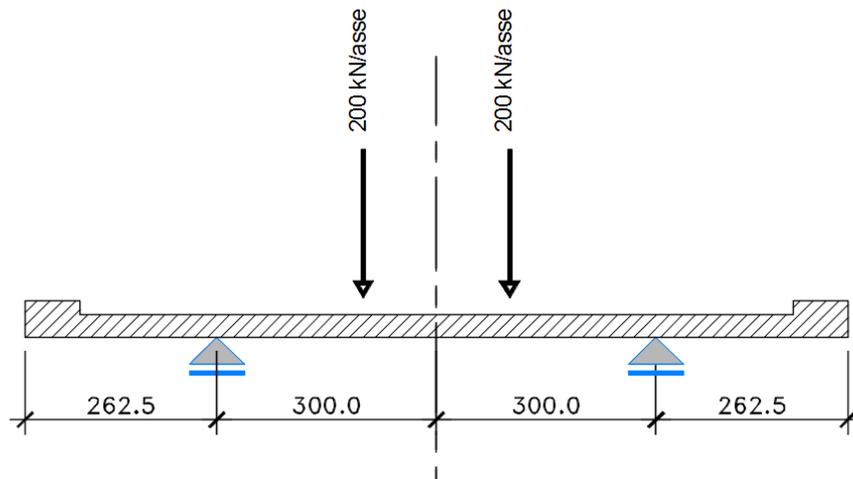


Figura 6.15. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Due travi - Configurazione D

Configurazione di carico E

- Condizione Q2E: Carichi concentrati

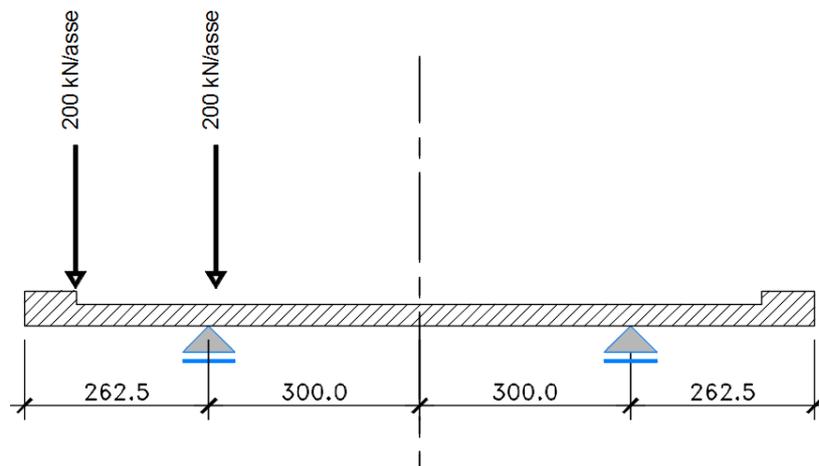


Figura 6.16. Disposizione trasversale dei carichi mobili – Due travi - Configurazione E

In accordo a quanto prescritto al paragrafo 5.1.3.4 delle NTC 2018 i carichi mobili applicati in corrispondenza della testata sono stati amplificati attraverso un coefficiente dinamico addizionale per tener conto delle discontinuità strutturali rappresentate dai giunti di dilatazione. Detto coefficiente è pari a **1.3** secondo quanto indicato al 4.3.3 degli Eurocodici (EC1 – Parte 2).

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

In entrambi i casi è stata considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alle forze orizzontali d'urto esercitate dal veicolo in svio, esplicitate al par. 5.2.11, agenti alla quota di 1 m sopra il piano stradale (LOAD Q8), è associato un carico verticale isolato costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia come prescritto ai paragrafi 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

6.5.2.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

Inviluppo delle condizioni di carico relative alle Azioni variabili da traffico:

ENVEMOB1	che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali unitari;
ENVEMOB2	che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali pari a 0.75 per i carichi concentrati e a 0.40 per i carichi distribuiti.

Combinazioni per verifiche SLU:

- $SLU1 = 1.35 \times G1 + 1.35 \times G2 + 1.35 \times ENVEMOB1$;
- $SLU2 = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times Q2E + 1.0 \times Q8$;

L'inviluppo delle suddette combinazioni è determinato con la combinazione:

- $ENVESLU$;

Combinazioni per verifiche SLE-RARA:

$$ENVSLER = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB1$$

Combinazioni per verifiche SLE-FREQUENTE:

$$ENVSLEF = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB2$$

Combinazioni per verifiche SLE-QUASI PERMANENTE:

$$SLE-QP = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2$$

6.5.2.3 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche di resistenza e fessurazione

Le figure seguenti illustrano le mappe delle caratteristiche della sollecitazioni per verifiche SLU ed SLE:

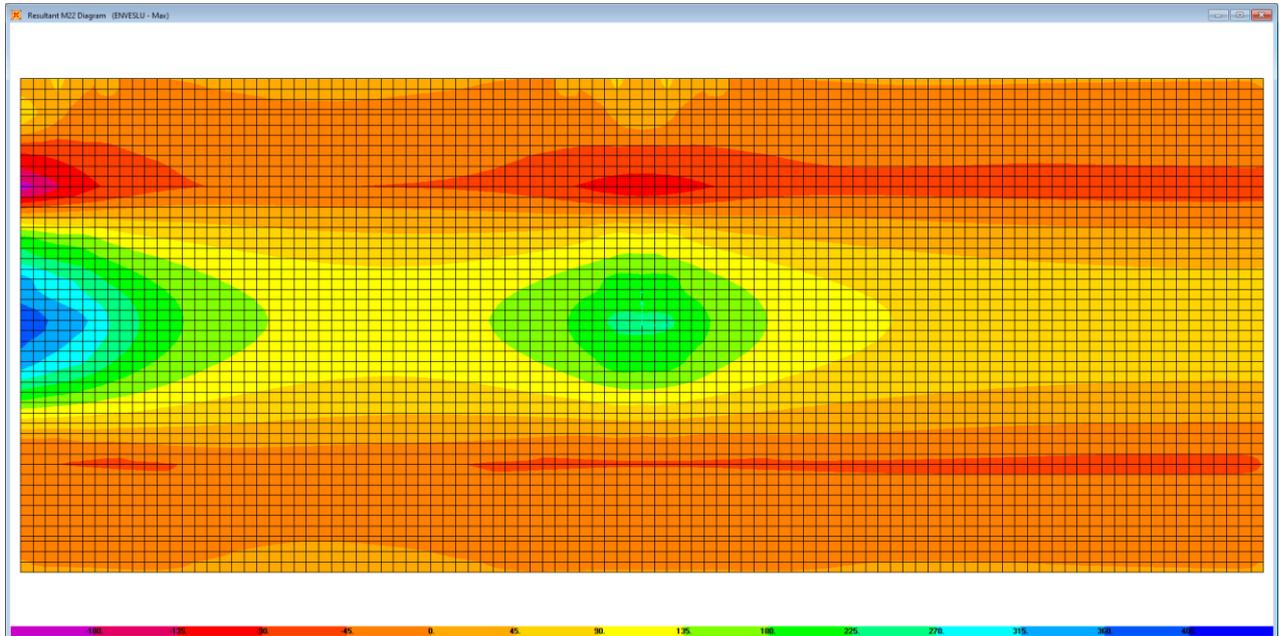


Figura 6.17. Combinazione ENVESLU – Due travi - M22 max

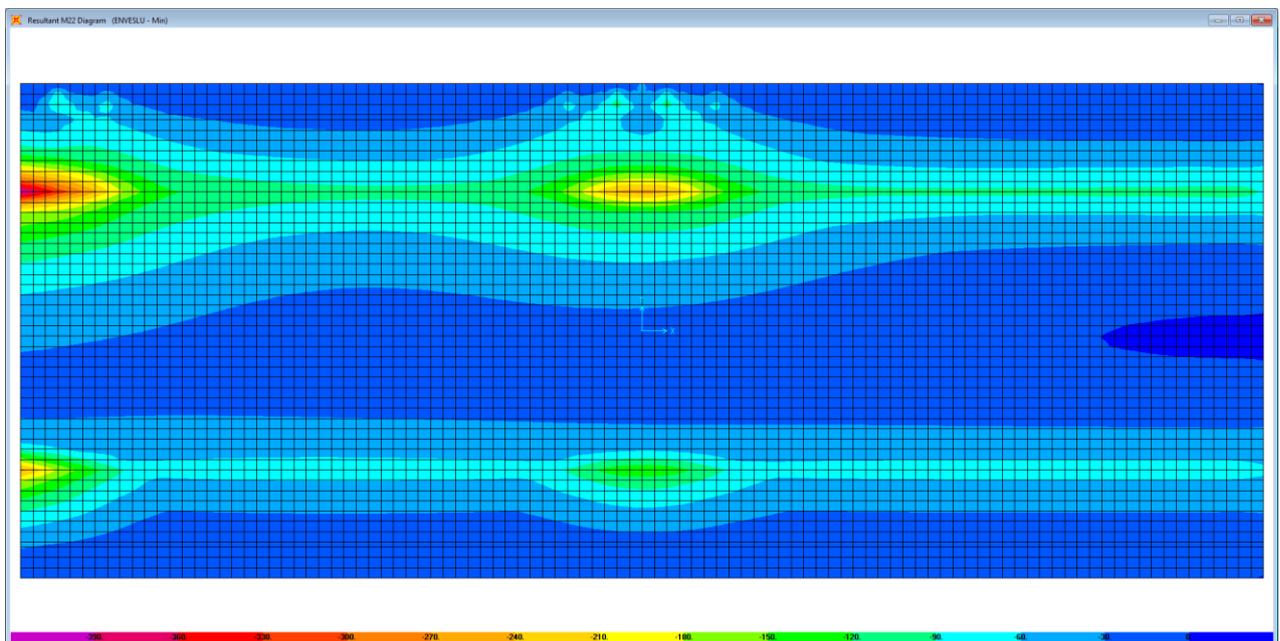


Figura 6.18. Combinazione ENVESLU – Due travi - M22 min

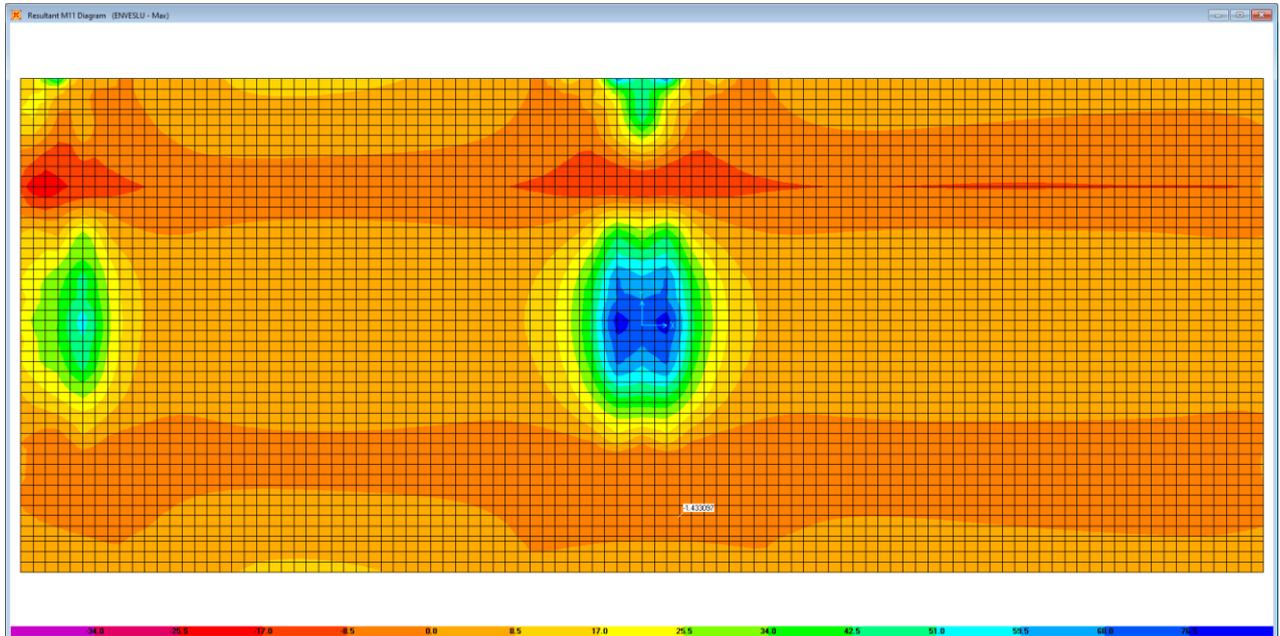


Figura 6.19. Combinazione ENESLU – Due travi - M11 max

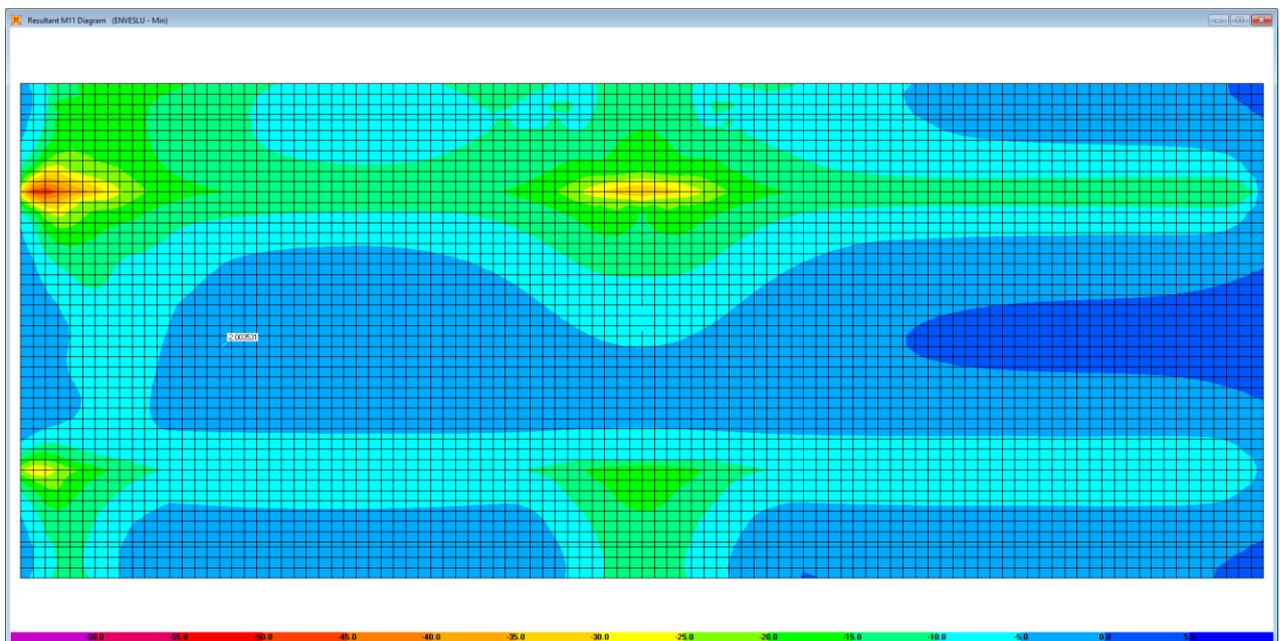


Figura 6.20. Combinazione ENESLU – Due travi - M11 min

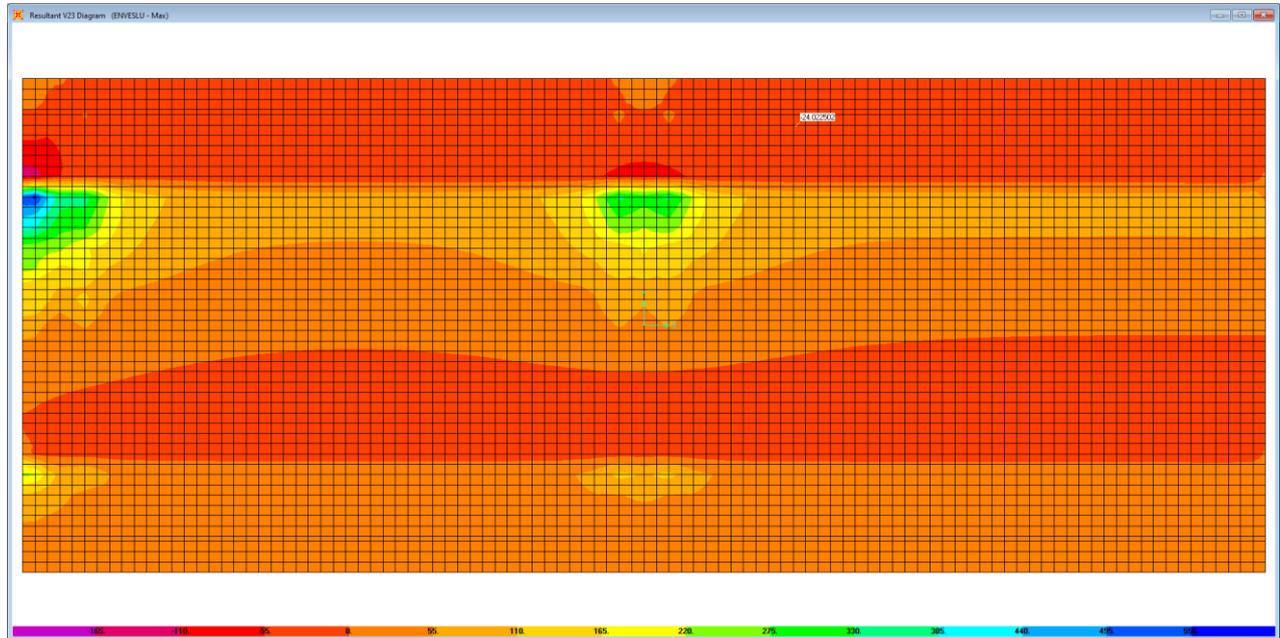


Figura 6.21. Combinazione ENVESLU – Due travi - V23 max

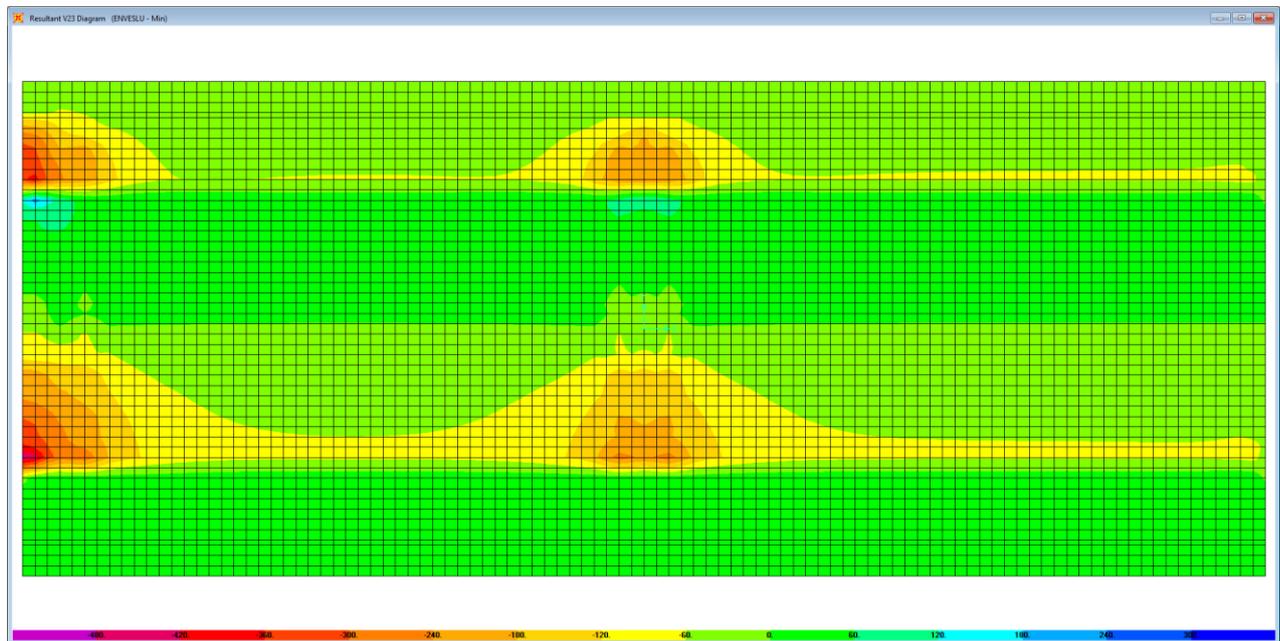


Figura 6.22. Combinazione ENVESLU – Due travi - V23 min

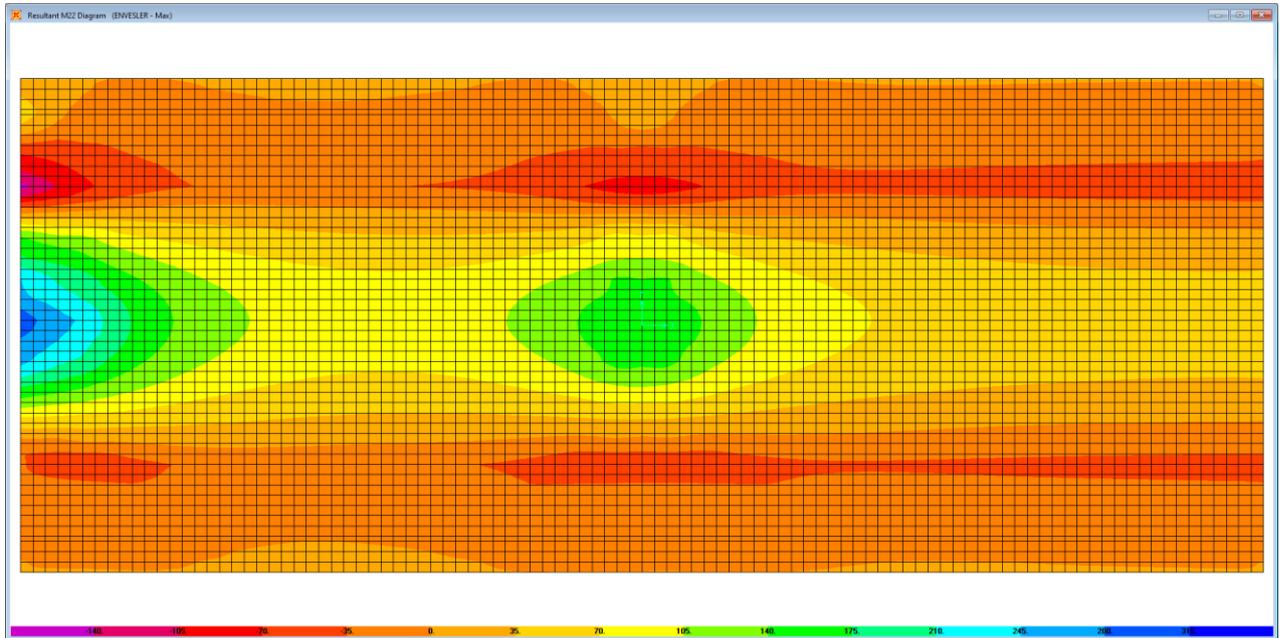


Figura 6.23. Combinazione ENESLER – Due travi - M22 max

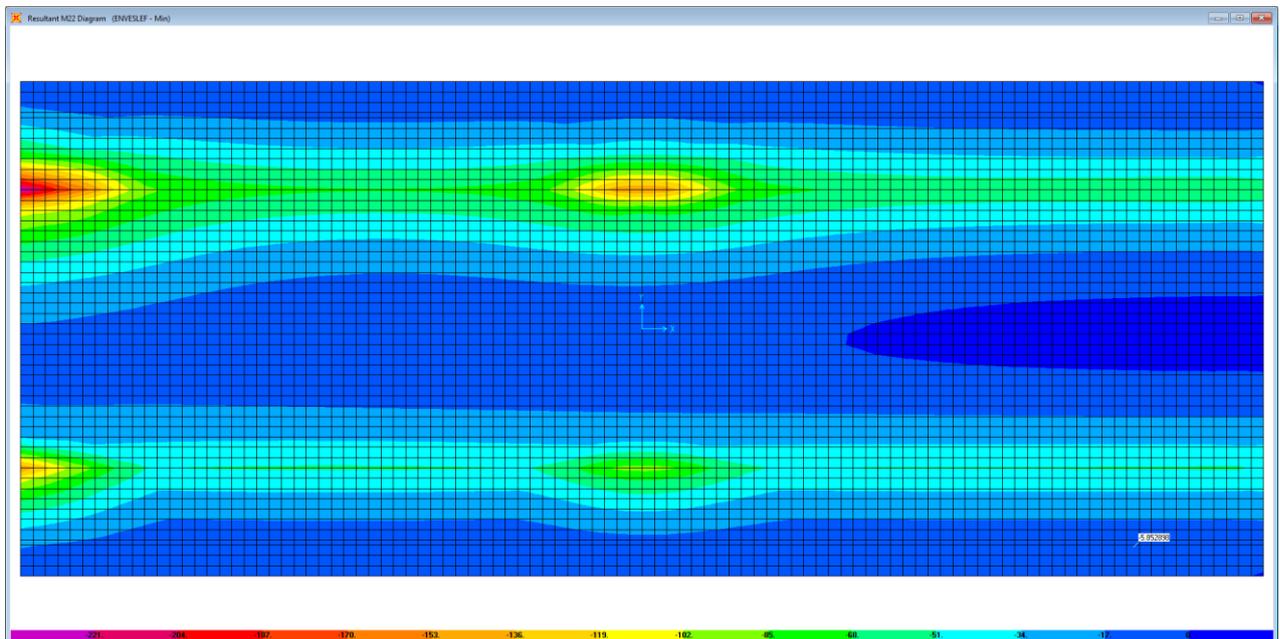


Figura 6.24. Combinazione ENESLER – Due travi - M22 min

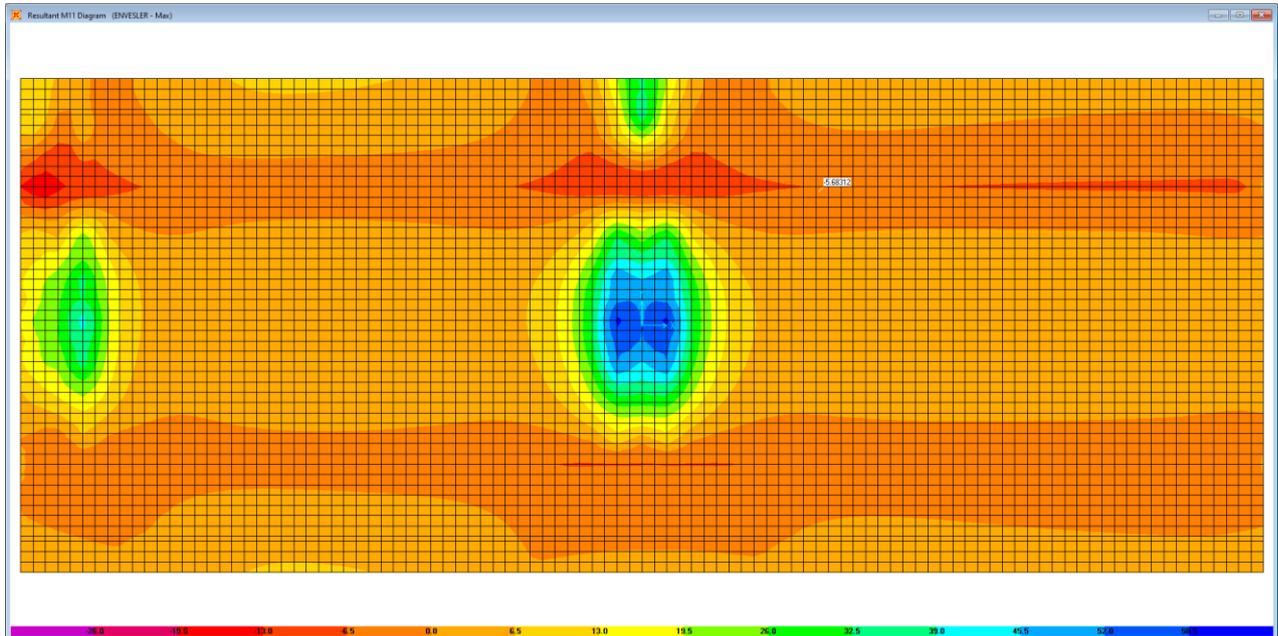


Figura 6.25. Combinazione ENVESLER – Due travi - M11 max

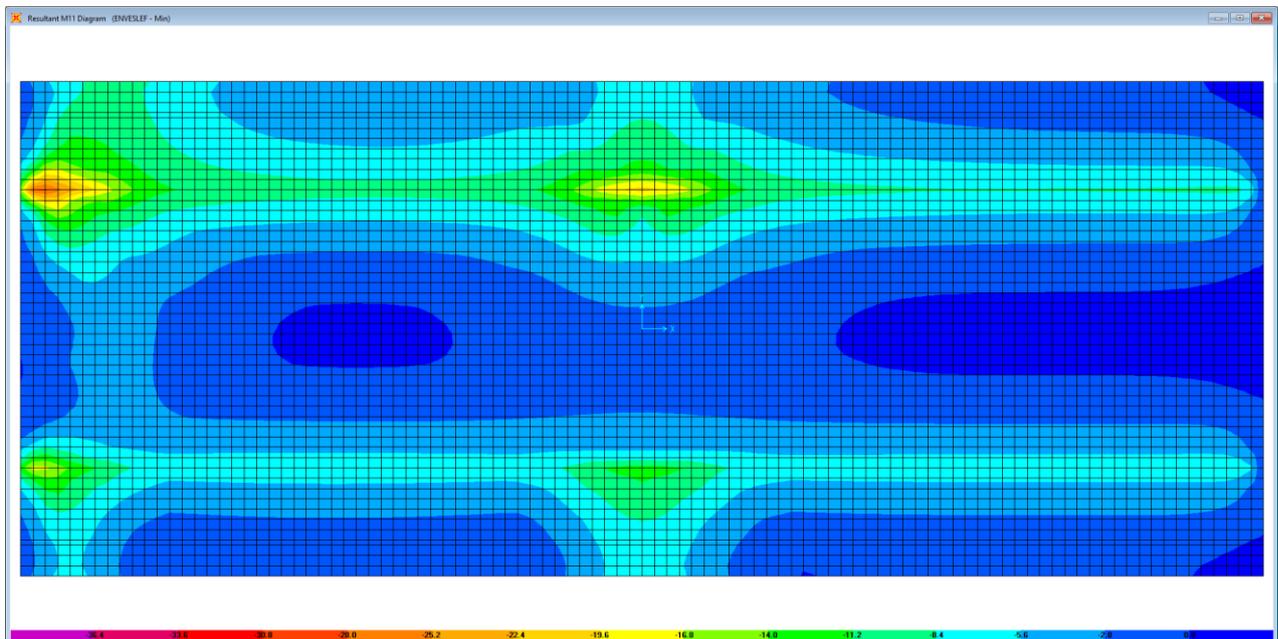


Figura 6.26. Combinazione ENVESLER – Due travi - M11 min

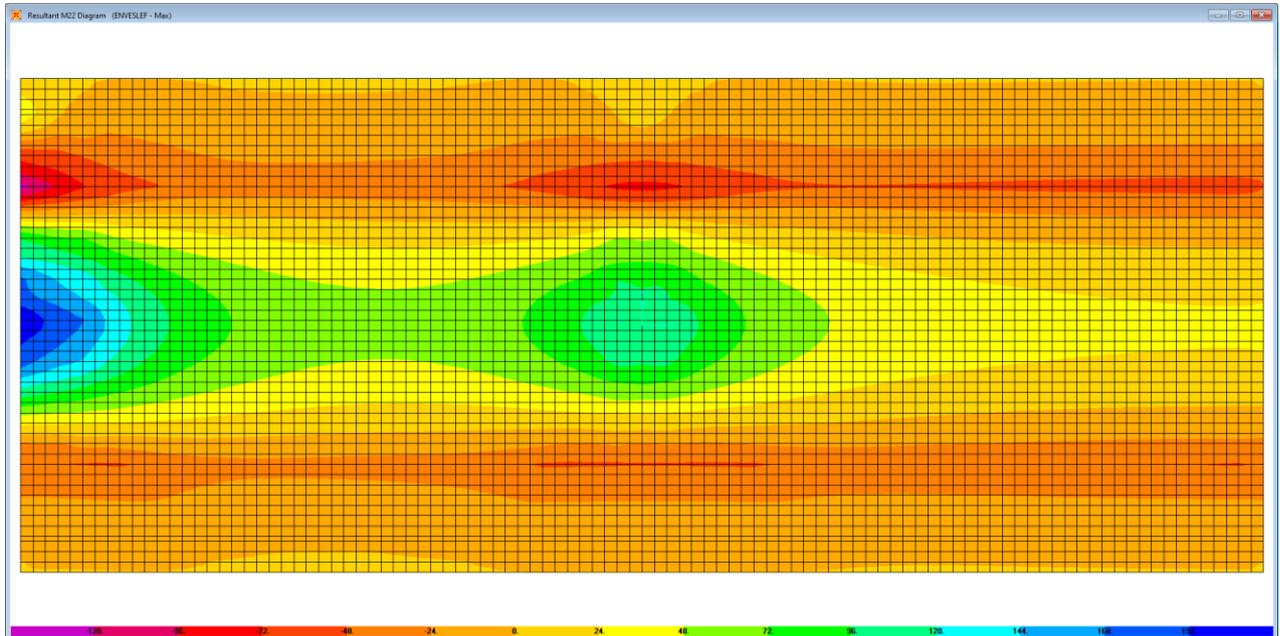


Figura 6.27. Combinazione ENVESLEF – Due travi - M22 max

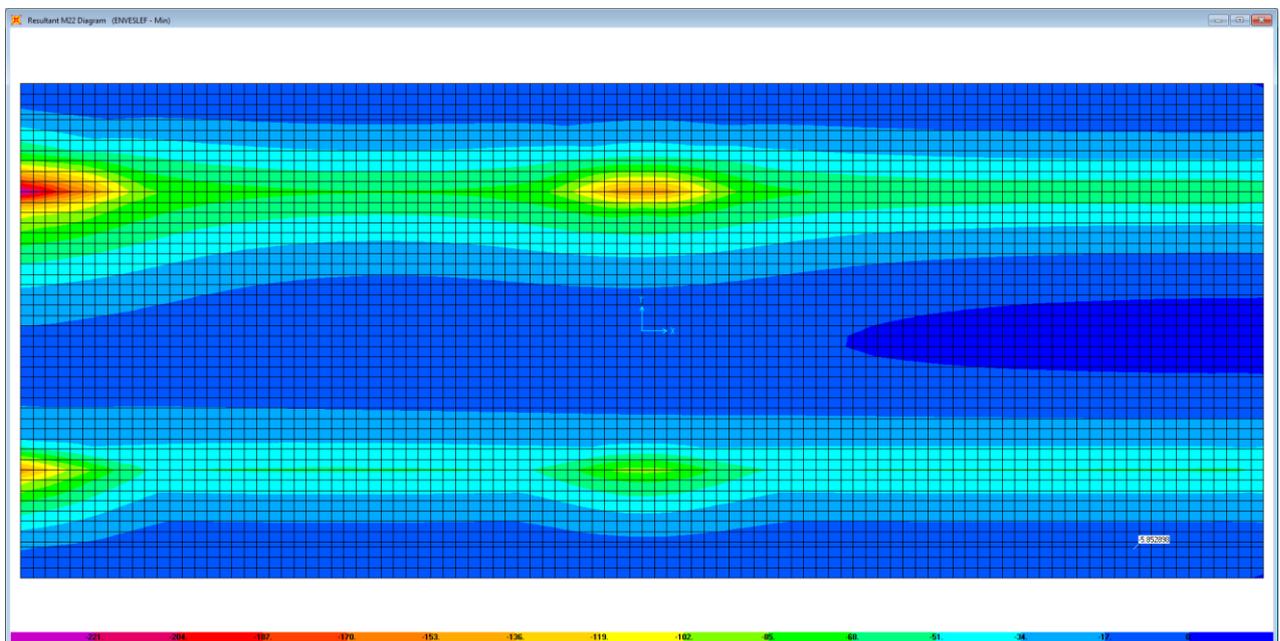


Figura 6.28. Combinazione ENVESLEF – Due travi - M22 min

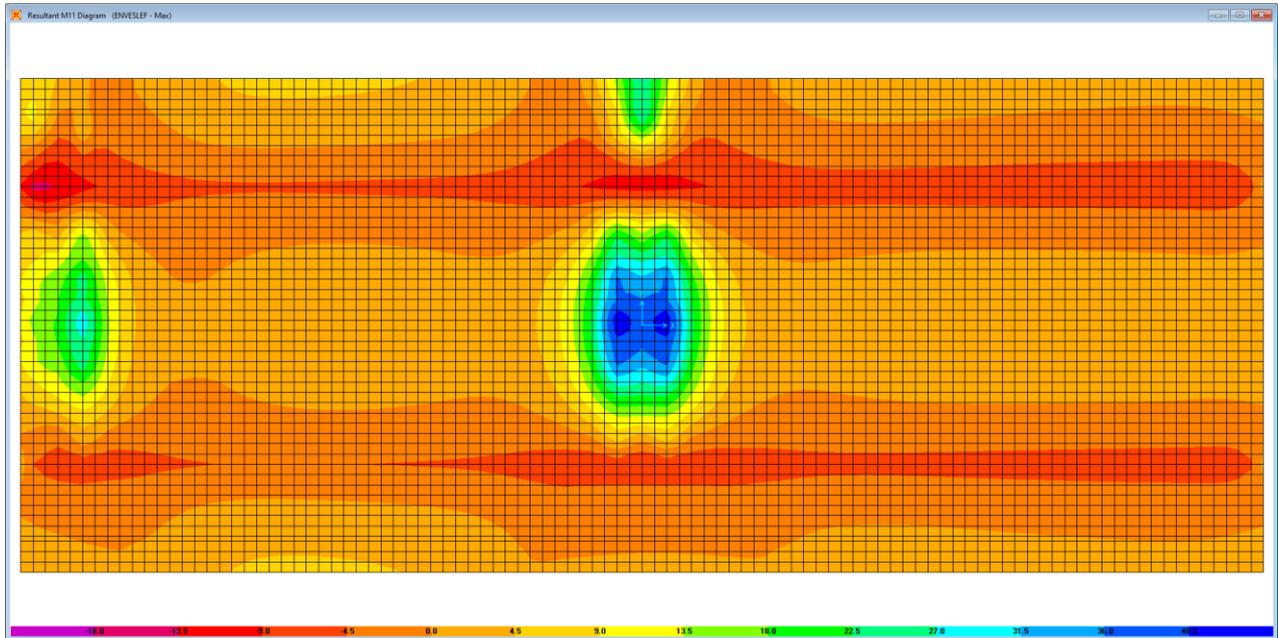


Figura 6.29. Combinazione ENVESLEF – Due travi - M11 max

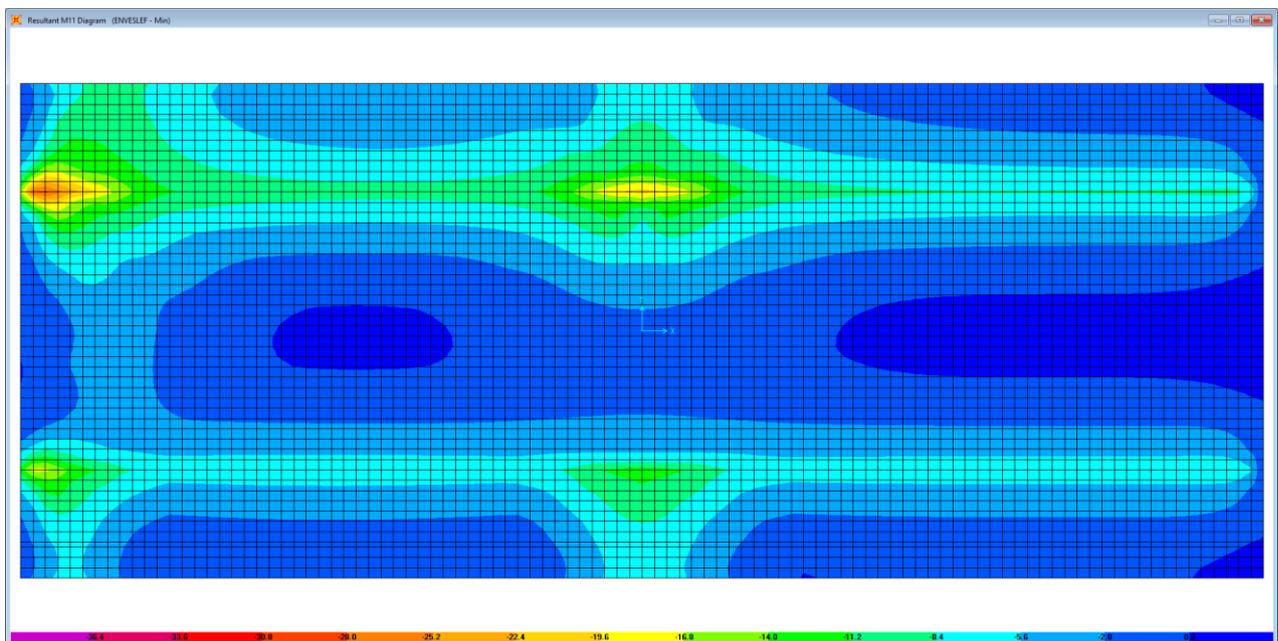


Figura 6.30. Combinazione ENVESLEF – Due travi - M11 min

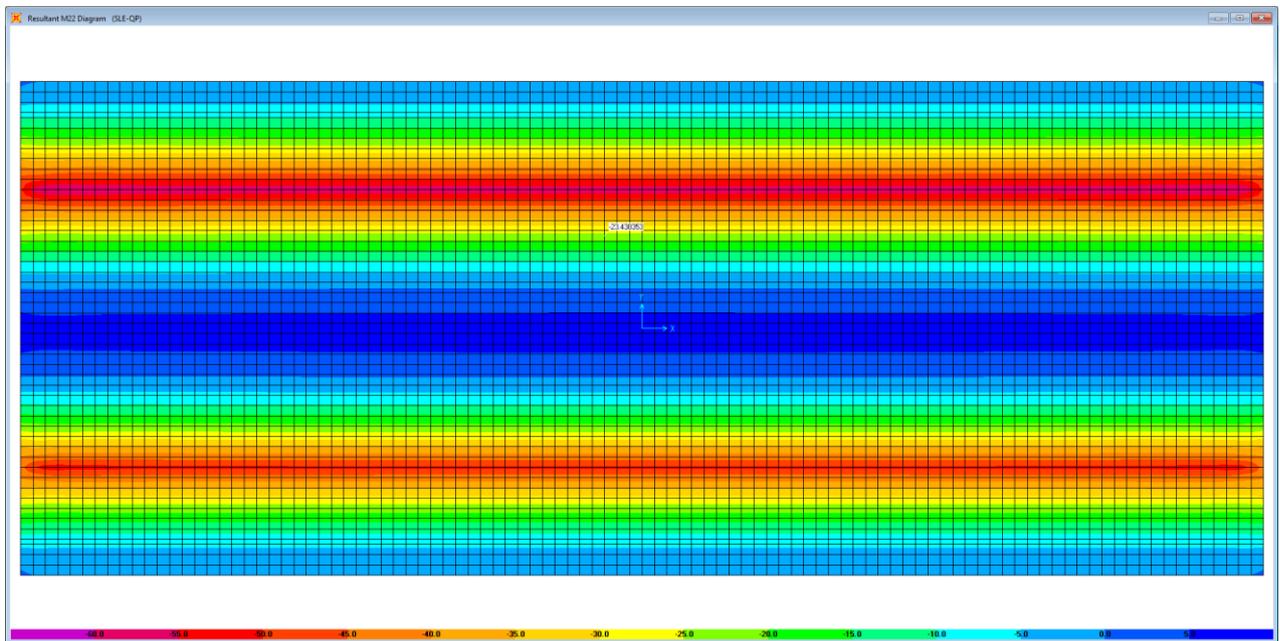


Figura 6.31. Combinazione SLE-QP – Due travi - M22

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU ed SLE:

Impalcato due travi- B=12.00 m

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE SOLETTA IN C.A.

Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza unitaria

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]
Verifiche SLU	231	-245	82	-35	330	405.0	-411	55	-64	603
Verifiche SLE-RARA	171	-190	61	-25		300.0	-305	40	-48	
Verifiche SLE-FR	118	-150	45	-20		214.0	-236	30	-37	
Verifiche SLE-QP	-	-60	-	-		-	-60	-	-	

Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza predalla B (m) = 2.40

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]
Verifiche SLU	554.4	-588.0			792.0	972.0	-986.4			1447.2
Verifiche SLE-RARA	410.4	-456.0				720.0	-732.0			
Verifiche SLE-FR	283.2	-360.0				513.6	-566.4			
Verifiche SLE-QP	-	-144.0				-	-144.0			

6.5.2.4 Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche a flessione semplice delle sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

Le verifiche agli SLU ed SLE sono state effettuate trascurando il contributo offerto dai tralicci.

Sezione corrente – Campata – Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da 23φ20 (nella predalla).

L'armatura in zona compressa è costituita da φ20/20.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-110.0	23.0	20
4	110.0	23.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	21	20
2	3	4	10	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	554.40	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	410.40	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	283.20 (158.87)	0.00 (0.00)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	554.40	0.00	0.00	636.80	0.00	1.149	72.3(12.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00257	-120.0	31.0	-0.00016	-110.0	23.0	-0.00815	-110.0	5.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000456939	-0.010665098	0.300	0.815

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1 \cdot Beta2$

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	13.16	-120.0	31.0	-265.1	100.0	5.5	2400	72.3	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	9.08	-120.0	31.0	-183.0	100.0	5.5	2400	72.3	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - \beta_{12} \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	sm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-5.7	0	0.125	20	45.0	0.685	0.00060 (0.00035)	143	0.145 (0.30)	158.87	0.00

Sezione corrente – Sbalzo – Verifiche in direzione trasversale (M22-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20 + \phi 24/20$

L'armatura in zona compressa è costituita da 11 $\phi 20$ (nella predalla).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-115.0	23.0	20
4	105.0	23.0	20
5	-105.0	23.0	24
6	115.0	23.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	9	20
2	3	4	10	20
3	5	6	10	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-588.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-456.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-360.00 (-161.66)	0.00 (0.00)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-144.00 (-161.66)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-588.00	0.00	0.00	-701.35	0.49	1.193	92.0(12.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00264	120.0	0.0	0.00098	110.0	5.5	-0.00716	-115.0	23.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000509	-0.000458080	0.003438866	0.328	0.851

S.S. 130 "Iglesiente"		 GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	15.50	120.0	0.0	-261.5	-115.0	23.0	2400	92.0	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	12.24	120.0	0.0	-206.5	-115.0	23.0	2400	92.0	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-7.5	0	0.125	22	40.0	0.798	0.00078 (0.00039)	129	0.172 (0.30)	-161.66	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.90	120.0	0.0	-82.6	-115.0	23.0	2400	92.0	10.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.0	0	0.125	22	40.0	0.370	0.00016 (0.00016)	129	0.034 (0.20)	-161.66	0.00

Sezione corrente – Verifiche in direzione longitudinale (M11+)

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a **28** cm, ovvero ci si riferisce al giunto tra due predelle successive in cui ha senso investigare i fenomeni di fessurazione in direzione longitudinale.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

L'armatura in zona tesa e compressa è costituita da $\phi 20/20$.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	28.0
3	50.0	28.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	6.0	20
2	40.0	6.0	20
3	-40.0	22.0	20
4	40.0	22.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	82.00	0.00	0.00	0.00

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

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	61.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	45.00 (50.99)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	82.00	0.00	0.00	130.08	0.00	1.586	15.7(4.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00474	-50.0	28.0	-0.00062	-40.0	22.0	-0.01161	-40.0	6.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000686605	-0.015724948	0.232	0.730

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	7.33	-50.0	28.0	-204.1	20.0	6.0	1000	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.41	-50.0	28.0	-150.6	20.0	6.0	1000	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.0	0	0.125	20	50.0	-0.284	0.00029 (0.00029)	196	0.095 (0.30)	50.99	0.00

Sezione di testata – Campata – Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da 23 ϕ 20 (nella predalla) + ϕ 20/10 (nel getto in opera).

L'armatura in zona compressa è costituita da ϕ 20/20.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Classe Conglomerato: C35/45

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-110.0	23.0	20
4	110.0	23.0	20
5	-110.0	8.2	20
6	110.0	8.2	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	21	20
2	3	4	10	20
3	5	6	21	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	972.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	720.00	0.00

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	513.60 (184.02)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 0.7 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	972.00	0.00	0.00	1050.72	0.00	1.081	144.5(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00031	-120.0	31.0	0.00121	-110.0	23.0	-0.00381	-110.0	5.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000286796	-0.005390676	0.479	1.000

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

VerS = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	20.49	-120.0	31.0	-287.3	-70.0	5.5	2160	144.5	2.7	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	14.62	-120.0	31.0	-204.9	100.0	5.5	2160	144.5	2.7	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - Beta12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12 * (fctm/S2)^2 = 1 - Beta12 * (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss / Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm$. Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My
1	S	-9.4	0	0.125	20	45.0	0.872	0.00085 (0.00039)	110	0.160 (0.30)	184.02	0.00

Sezione di testata – Sbalzo – Verifiche in direzione trasversale (M22-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20 + 2\phi 24/20$ accoppiati

L'armatura in zona compressa è costituita da $11\phi 20$ (nella predalla).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-115.0	23.0	20
4	105.0	23.0	20
5	-105.0	23.0	34
6	115.0	23.0	34

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	9	20
2	3	4	10	20
3	5	6	10	34

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-986.40	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-732.00	0.00

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

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

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1	0.00	-566.40 (-175.66)	0.00 (0.00)
---	------	-------------------	-------------

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-144.00 (-175.66)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-986.40	0.00	0.00	-1046.24	0.35	1.061	146.6(12.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00066	120.0	0.0	0.00181	110.0	5.5	-0.00376	-115.0	23.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1 0.000001120 -0.000304331 0.003365550 0.482 1.000

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	22.21	120.0	0.0	-274.7	-115.0	23.0	2175	146.6	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	17.19	120.0	0.0	-212.6	-115.0	23.0	2175	146.6	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
 S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
 k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
 k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 Psi = $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
 srm Distanza media tra le fessure [mm]
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e \text{ sm} * srm$. Valore limite tra parentesi
 MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-10.8	0	0.125	29	40.0	0.904	0.00091 (0.00040)	121	0.189 (0.30)	-175.66	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.37	120.0	0.0	-54.0	-115.0	23.0	2175	146.6	10.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.7	0	0.125	29	40.0	0.256	0.00010 (0.00010)	121	0.021 (0.20)	-175.66	0.00

Sezione di testata – Verifiche in direzione longitudinale (M11-)

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

L'altezza della sezione di verifica è pari a 24 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20$.

L'armatura in zona compressa è costituita da $\phi 20/20$.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	24.0
3	50.0	24.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	2.0	20
2	40.0	2.0	20
3	-40.0	18.0	20
4	40.0	18.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-64.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-48.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-37.00 (-39.93)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 1.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-64.00	0.00	0.00	-102.15	0.00	1.596	15.7(3.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01113	-50.0	0.0	0.00066	-40.0	2.0	-0.02209	40.0	18.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.001421929	0.003500000	0.137	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata										
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]										
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]										
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre										
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure										
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure										
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1 \cdot \beta_2$										
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.50	-50.0	0.0	-191.2	20.0	18.0	900	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.01	-50.0	0.0	-147.4	20.0	18.0	900	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}											
S1	Esito della verifica											
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata											
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata											
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata											
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e_1 + e_2)/(2 \cdot e_1)$ per trazione eccentrica											
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff											
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa											
e sm	$= 1 - \beta_{12} \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]											
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/E_s$ è tra parentesi											
wk	Distanza media tra le fessure [mm]											
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$. Valore limite tra parentesi											
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]											
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]											
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.1	0	0.125	20	50.0	-0.164	0.00028 (0.00028)	189	0.090 (0.30)	-39.93	0.00

Verifiche a taglio in direzione trasversale (V23)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle $B = 2.40$ m.

L'armatura a taglio è costituita dalle diagonali dei tralicci $\phi 10/10$, posizionati sugli sbalzi a passo 40 cm.

La resistenza a taglio risulta pari a:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	45
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	35
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	19.8
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3
Caratteristiche geometriche sezione			
Altezza	H	m	0.31
Larghezza	B	m	2.40
Area calcestruzzo	Ac	m ²	0.74
Larghezza anima	bw	m	2.40
copriferro	c	m	0.082
altezza utile della sezione	d	m	0.23
Compressione agente nella sezione			
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio			
<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	3255.8
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	10
passo staffe	scp	m	0.10
numero di bracci	nb		12
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	942
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	60
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	20.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0
coefficiente alpha	α_c		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rs}	kN	2103.7
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	1976.8
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1976.8

La verifica è soddisfatta essendo VRdu >> VEdu.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

7 ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO TRE TRAVI

7.1 Criteri di calcolo

7.1.1 Analisi globale

7.1.1.1 Definizione del modello di calcolo

L'impalcato centrale a tre travi ha uno **schema statico di trave continua a più campate** con luci pari agli interassi delle spalle-pile misurati sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta **su una singola trave principale**, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi ed alle azioni del vento.

Nello specifico, in considerazione dell'analisi dei carichi precedentemente illustrata, si considera la trave sinistra dell'impalcato centrale.

La trave continua è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta.

La trave è stata vincolata rigidamente in corrispondenza degli allineamenti di pile e spalle.

7.1.1.2 Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi

L'analisi è stata condotta per fasi distinte per tenere conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'evoluzione delle caratteristiche geometrico-inerziali della struttura nel tempo. In particolare, sono stati analizzati i seguenti modelli:

5. *Modello 1*: In cui le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni sono ottenute considerando la sola struttura metallica. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti ai pesi propri. Per quanto attiene l'impalcato il peso proprio è quello complessivo relativo alla carpenteria metallica, al peso delle predalles ed al peso del getto di completamento della soletta in c.a.;
6. *Modello 2*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_{inf}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di lunga durata: Carichi permanenti e cedimenti vincolari.
7. *Modello r*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_{rit}$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti al ritiro.
8. *Modello 3*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $n_L = n_0$. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di breve durata o impulsive: Azioni variabili da traffico, Variazioni termiche, Vento.

Nei modelli 2, 3 e 4 si è tenuto conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% delle luci delle campate adiacenti e considerando comunque il contributo inerziale delle armature presenti entro la soletta collaborante.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

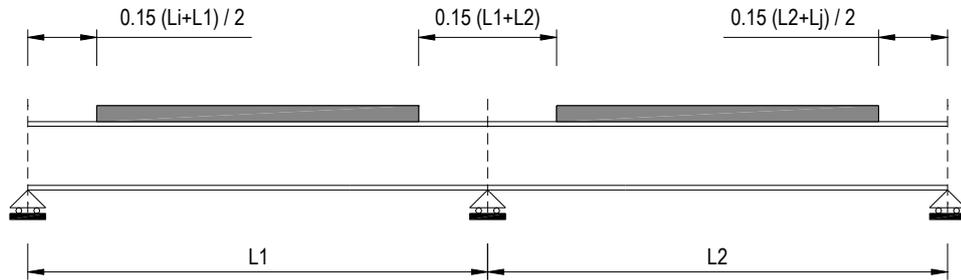


Figura 7.1. Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

7.1.1.3 Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica

Le larghezze collaboranti della soletta da considerare in fase di verifica delle sezioni composte sono state determinate come precisato nel par. §4.3.2.3 delle NTC2018.

La larghezza efficace b_{eff} della soletta è stata determinata con l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

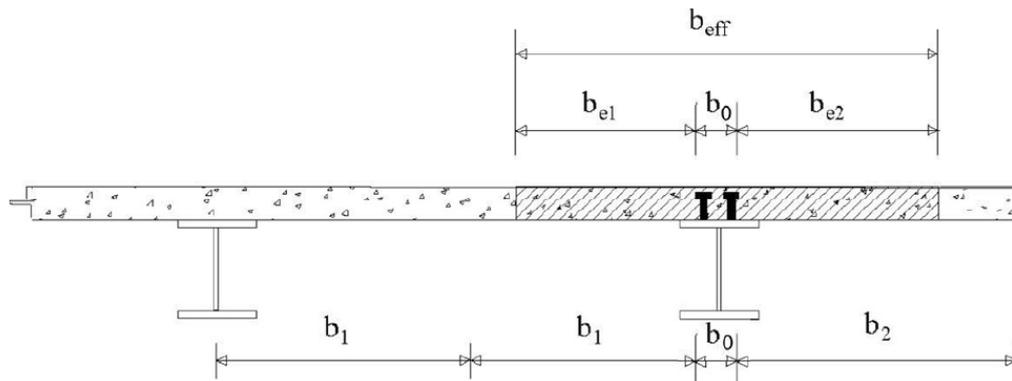


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

dove:

b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori;

b_{ei} è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta pari al minimo tra b_i e $L_e/8$;

L_e nelle travi poggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella fig. 4.3.2. delle NTC2018:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

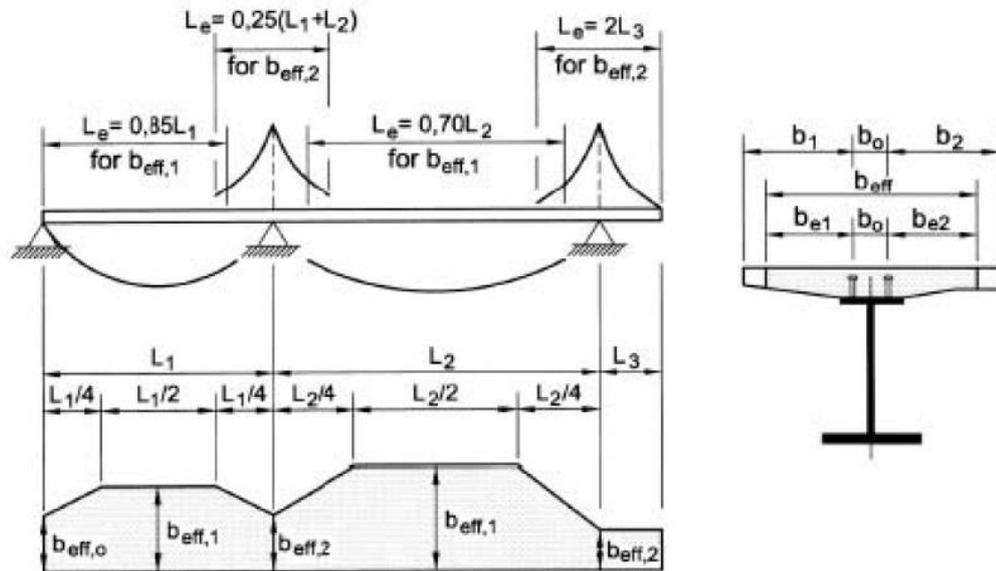


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.25 L_e/b_{ei}) \leq 1.0$$

In fase di analisi è stata considerata una larghezza efficace costante sull'intera lunghezza di ogni campata e pari al valore ottenuto in mezzeria (b_{eff1}) così come esposto in precedenza.

7.1.2 Analisi locali

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante un modello agli elementi finiti che la schematizza attraverso elementi tipo SHELL, vincolate in semplice appoggio in corrispondenza delle travi principali.

7.2 Analisi statica globale

L'analisi statica globale della trave continua è stata condotta con l'ausilio del noto programma agli elementi finiti SAP2000P®.

La figura seguente illustra la geometria del modello di calcolo:



Figura 7.2. Geometria del modello di calcolo

7.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi

In allegato si riepilogano le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni che compongono le sezioni d'impalcato considerate in fase di analisi.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

I simboli corrispondono allo schema seguente:

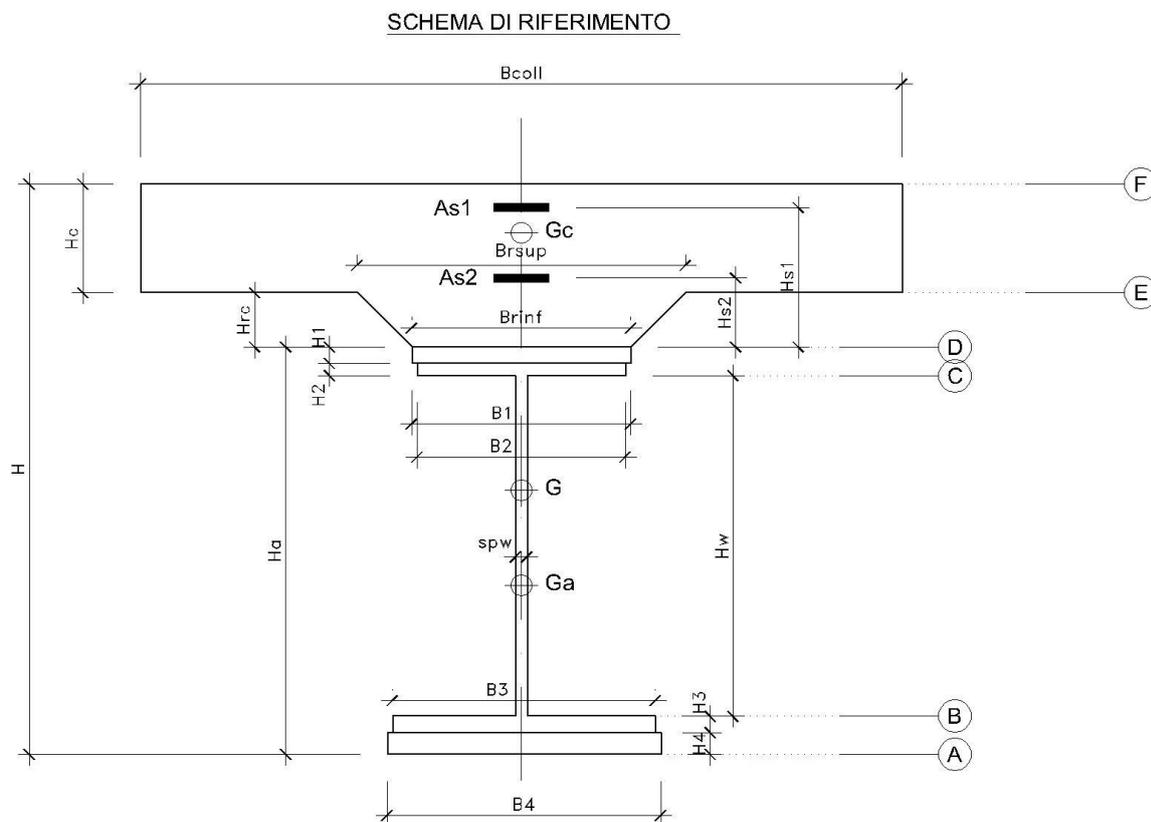


Figura 7.3. Schema di riferimento per la valutazione delle caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni delle travi d'impalcato

7.2.2 Applicazione dei carichi al modello

7.2.2.1 Peso proprio della struttura (Load G1) – fase 1

Il peso proprio della carpenteria metallica dell'impalcato è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando il coefficiente maggiorativo specificato al par. 5.2.1.1 che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta, specificato al par. 5.2.1.1, è stato applicato quale carico uniformemente distribuito agli elementi che schematizzano la trave.

7.2.2.2 Carichi permanenti portati (Load G2) – fase 2

I carichi permanenti portati, specificato al par. 5.2.2.1, sono stati applicati quali carichi uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

7.2.2.3 Cedimenti vincolari (Load CED1, CED2, CED3 – Involuppi Comb: CED) – fase 2

I cedimenti vincolari, specificati al par.5.2.5, sono stati applicati quali spostamenti imposti ai vincoli fissi che schematizzano spalle e pile.

Sono state considerate 3 condizioni di carico:

- CED1: che prevede il cedimento degli allineamenti dispari;
- CED2: che prevede il cedimento degli allineamenti pari;
- CED3: che prevede il cedimento delle sole spalle.

7.2.2.4 Ritiro (LOAD RIT) - fase 2

Per poter valutare gli effetti del ritiro iperstatico, sono state applicate alle estremità della struttura coppie concentrate di intensità specificata al par. 5.2.4.1.

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni.

7.2.2.5 Carichi mobili verticali (MOVE MVDX, MVSX) – fase 3

L'applicazione dei treni di carico nel modello avviene attraverso un apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti a uno o più treni di carico viaggianti lungo linee di carico (lanes) prefissate, che nel caso in esame corrispondono [all'asse della trave](#).

In particolare, è stato utilizzato l'apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti ad un treno di carico viaggiante lungo la struttura.

Sono stati considerati i seguenti treni di carico viaggiante relativi alla trave complessivamente più sollecitata:

- V2018-C: Carichi concentrati dello Schema di carico 1
- V2018-D: Carichi distribuiti dello Schema di carico 1

7.2.2.6 Variazioni termiche (LOAD DT+, DT-) - fase 3

Per poter valutare gli effetti iperstatici generati dalle variazioni termiche tra soletta e struttura metallica, sono state applicate alle estremità della struttura coppie concentrate di intensità specificata al par.5.2.10.

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni.

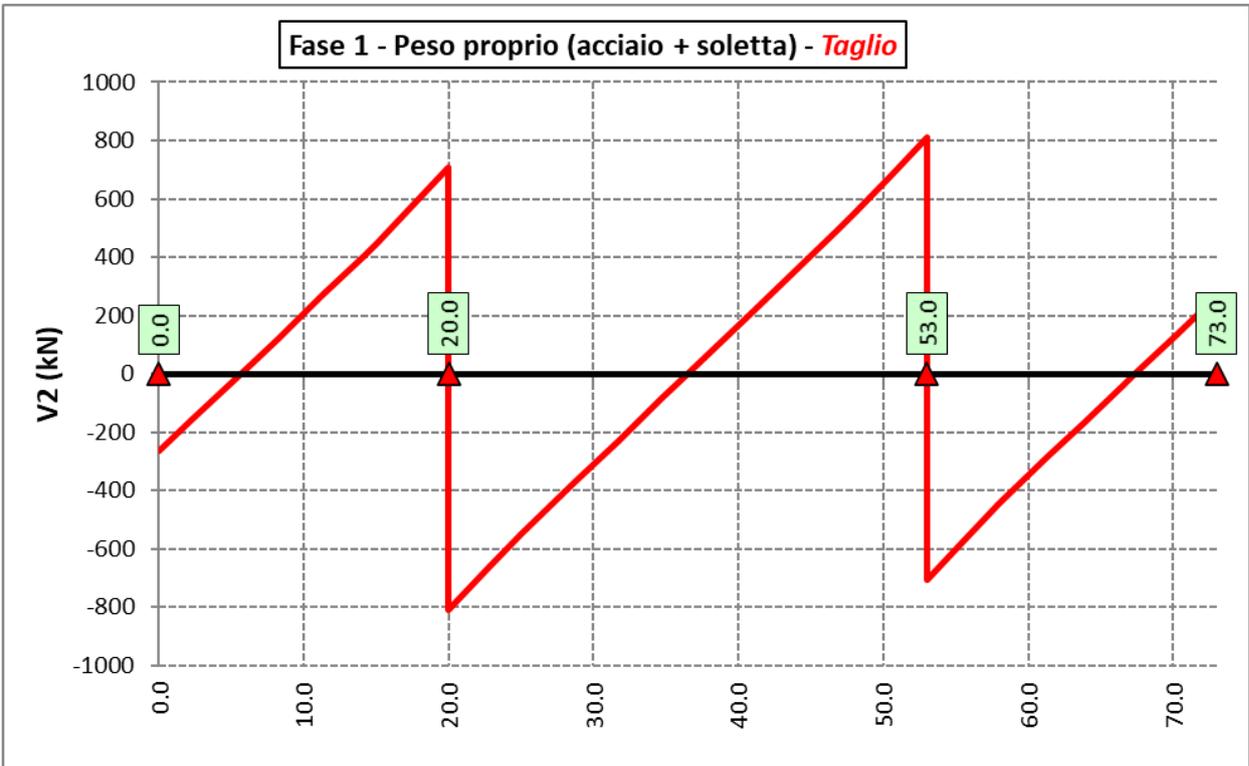
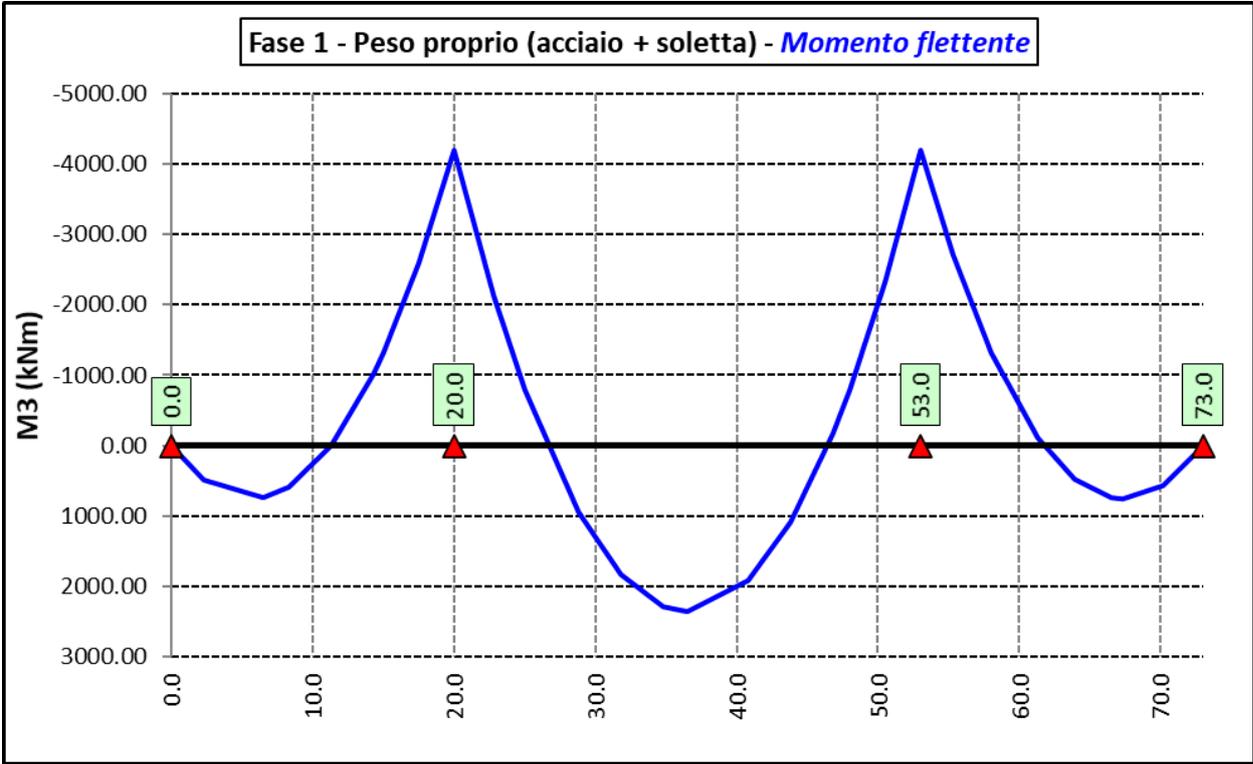
7.2.2.7 Vento trasversale (LOAD Q5-TR, Q5-APP) - fase 3

Le azioni dovute al vento, specificate al par. 0, sono state applicate quali carichi verticali uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

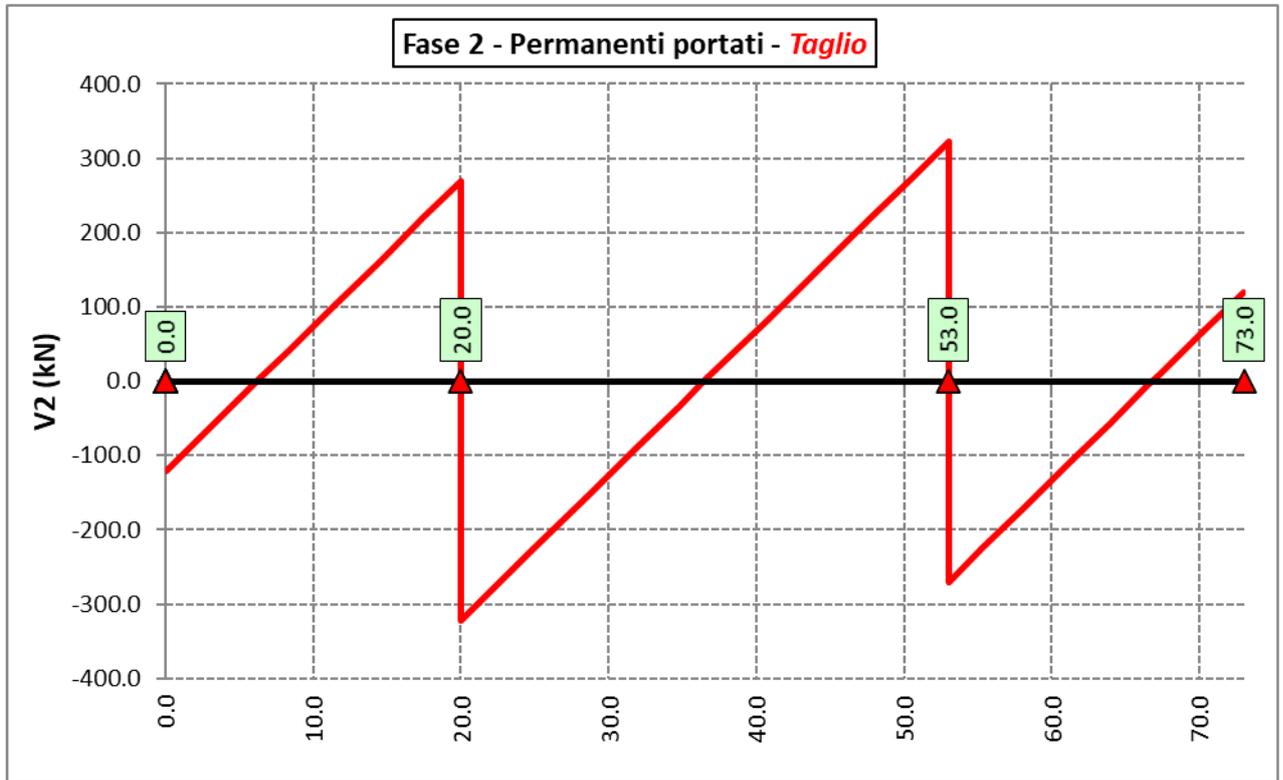
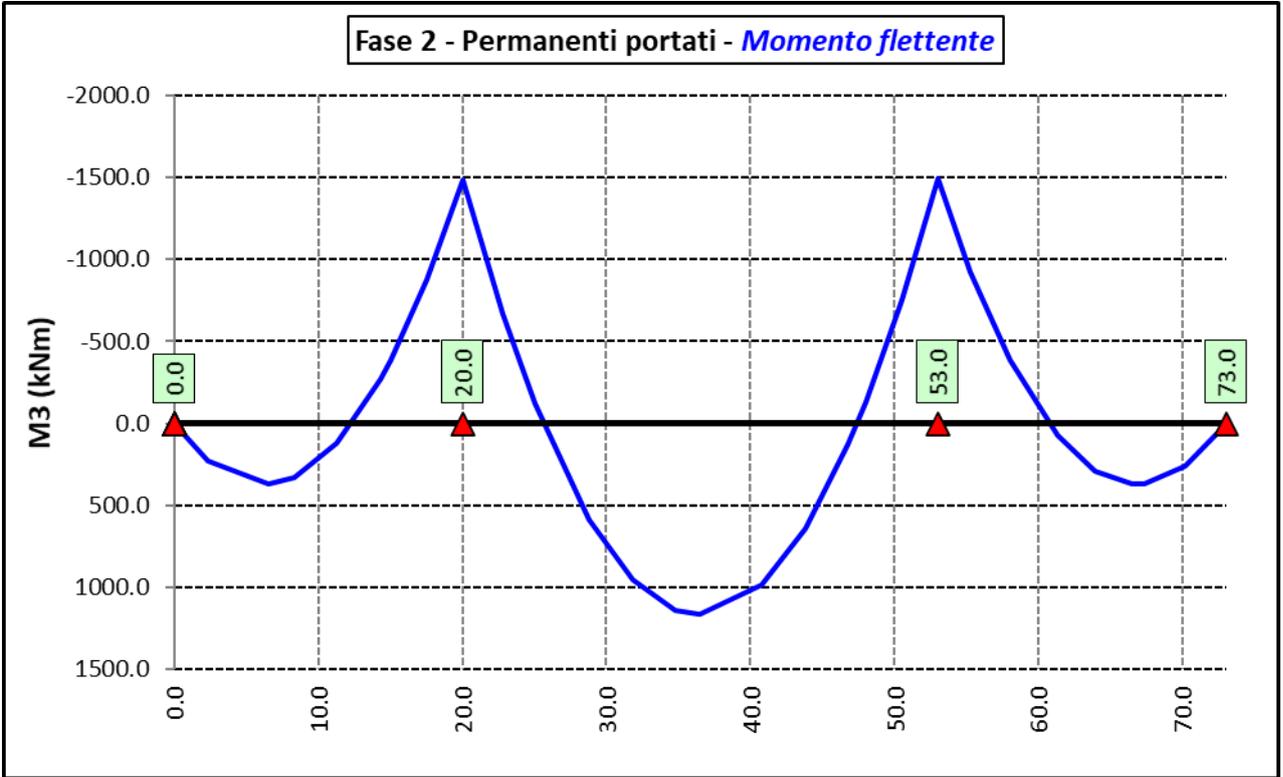
7.2.3 Sollecitazioni di progetto

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni agenti sulla trave principale maggiormente sollecitata, in termini di Momento flettente M3 e sforzo di taglio V2 per ciascuna condizione di carico esaminata:

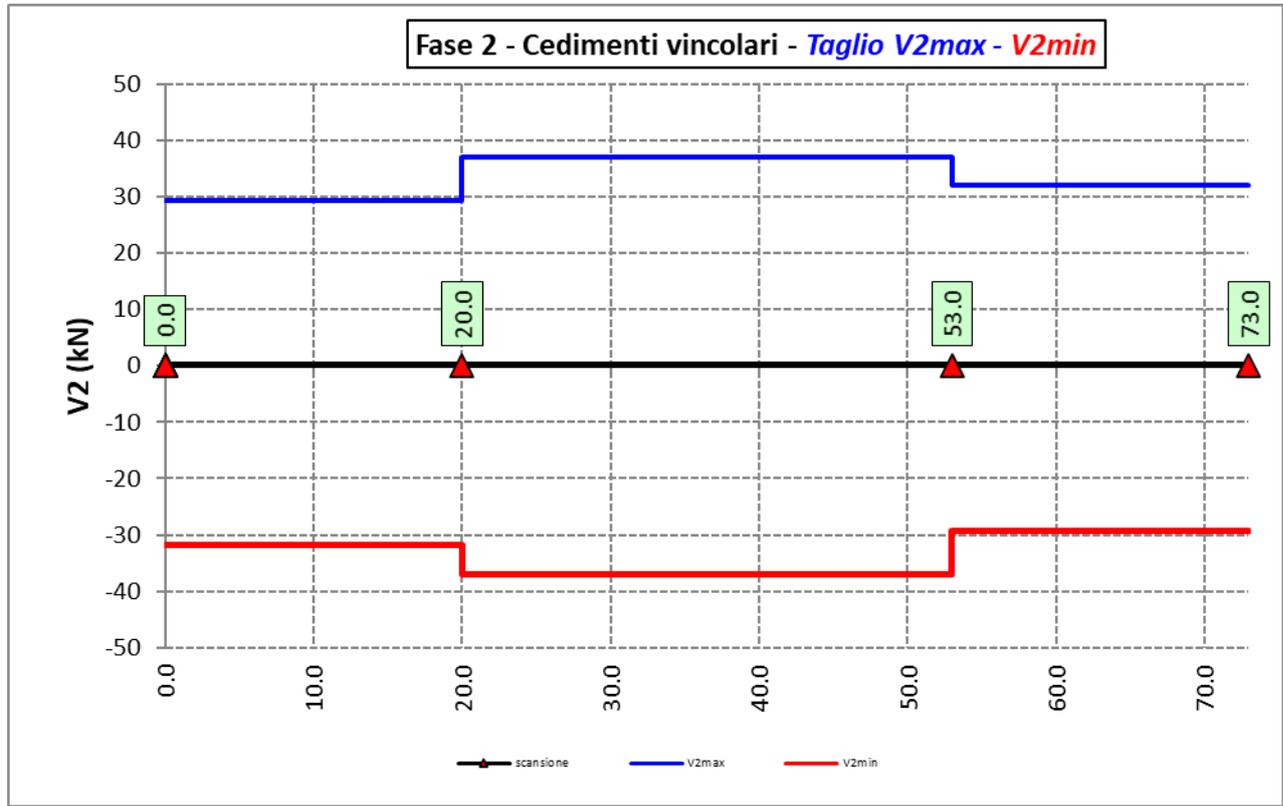
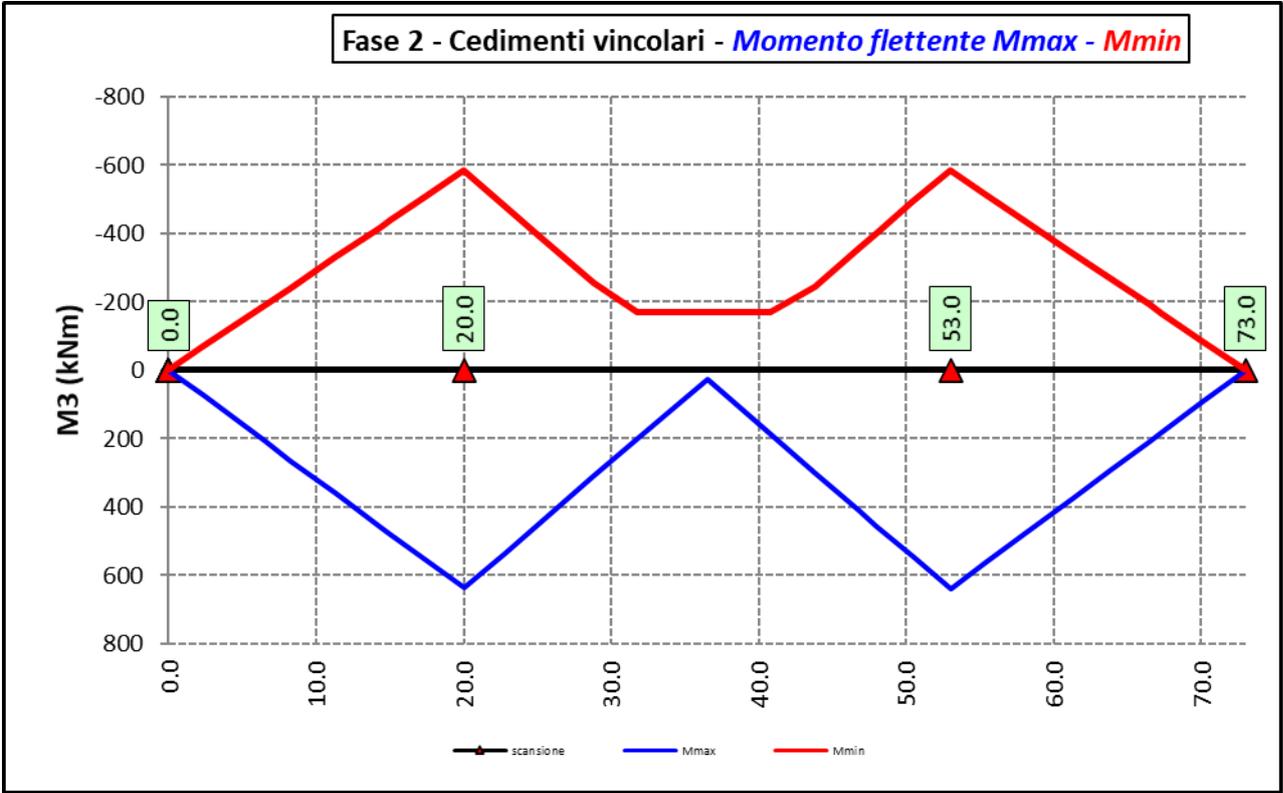
7.2.3.1 Peso proprio (acciaio + soletta) – Modello 1



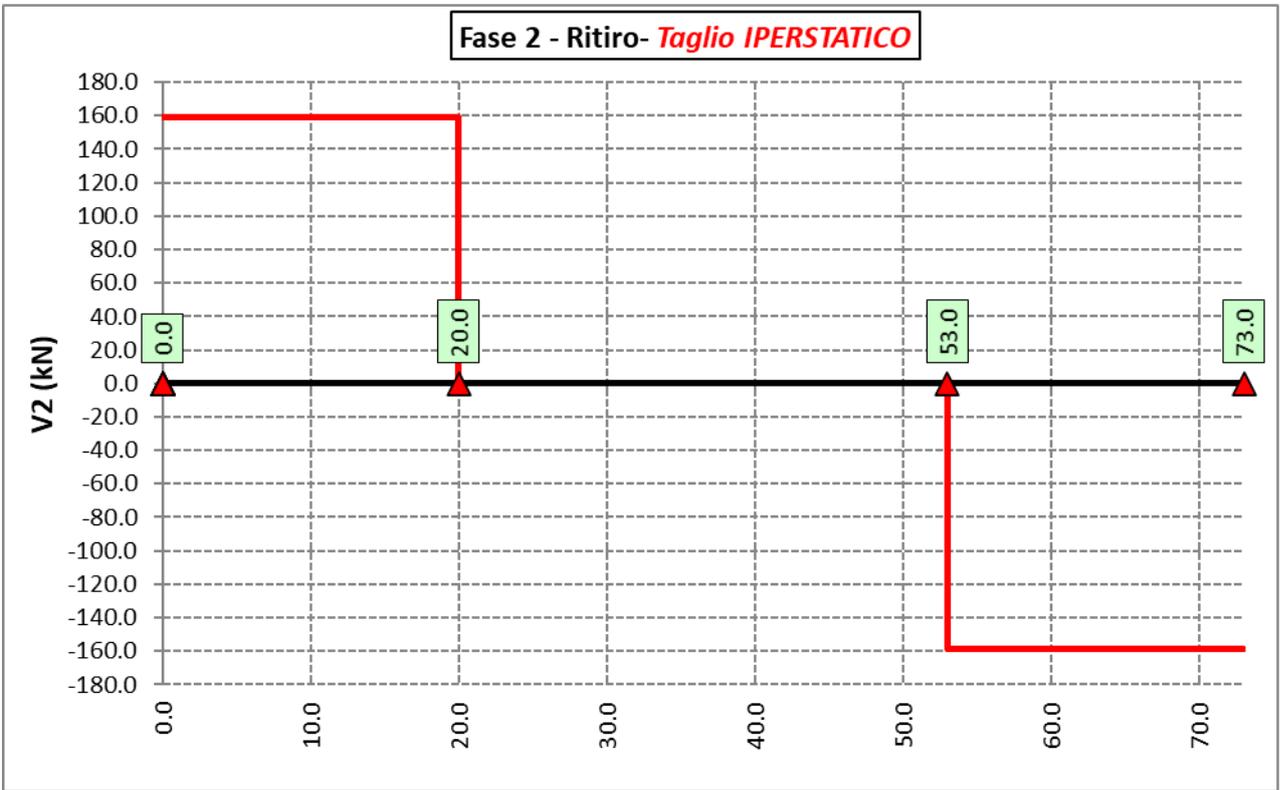
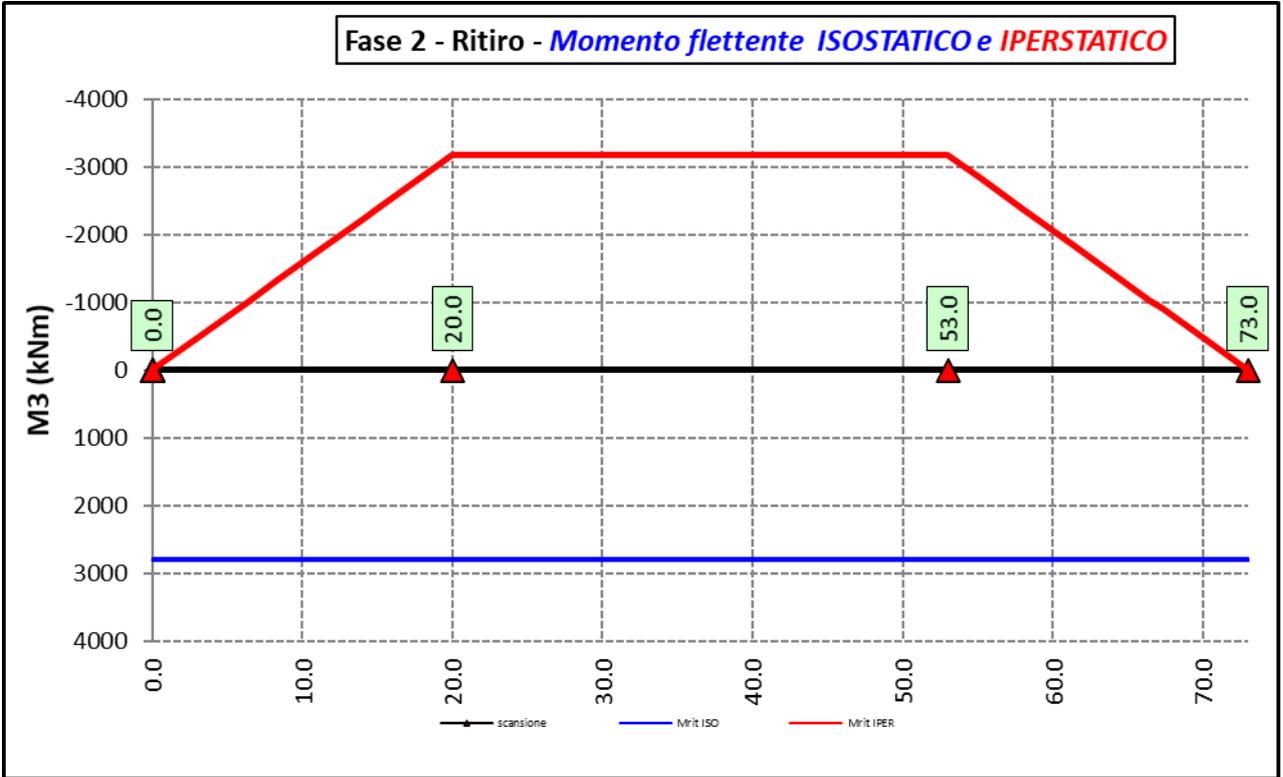
7.2.3.2 Permanenti portati – Modello 2



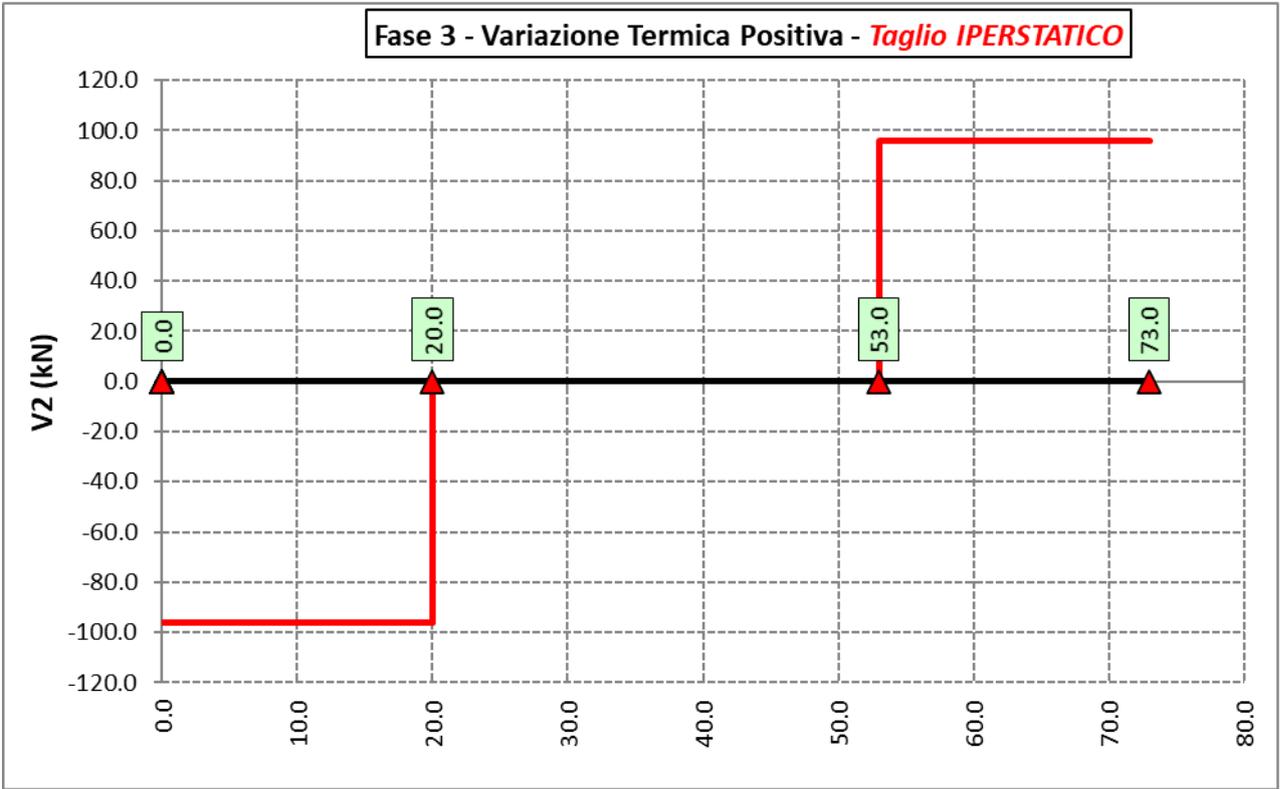
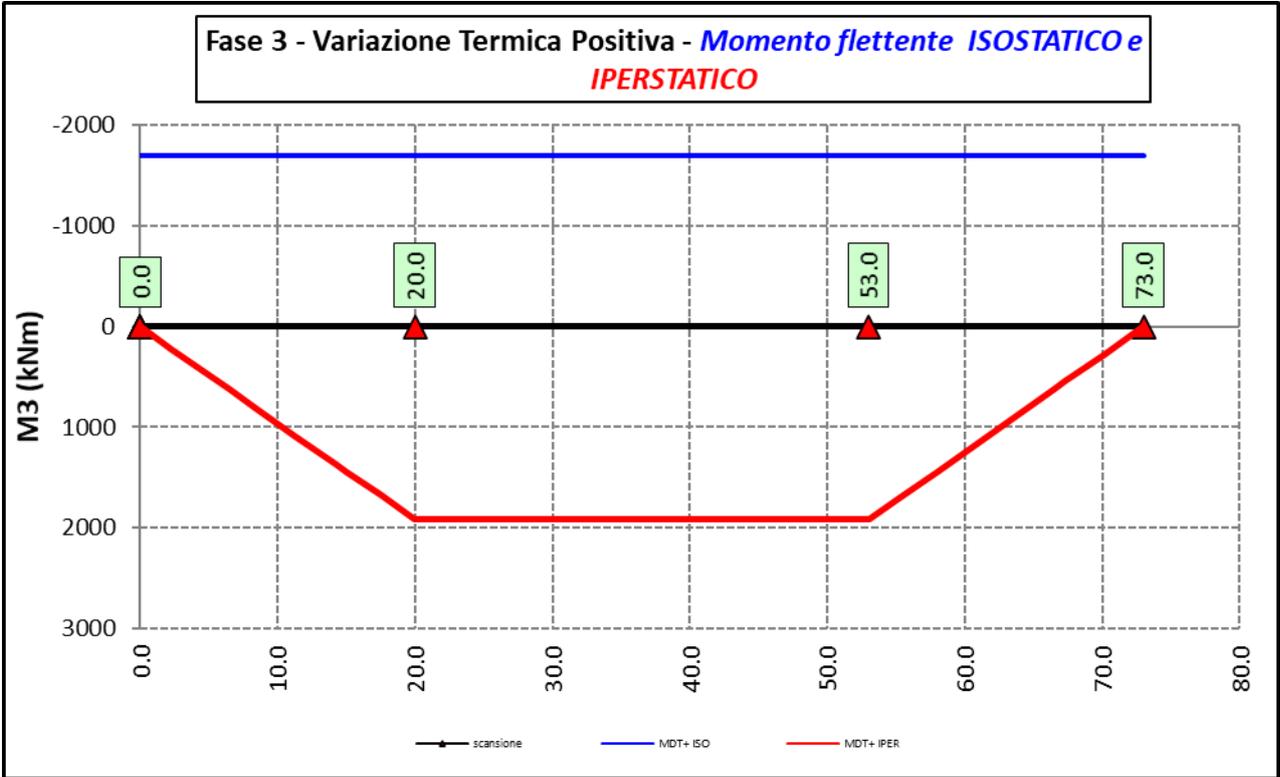
7.2.3.3 Cedimenti vincolari (inviluppi) – Modello 2



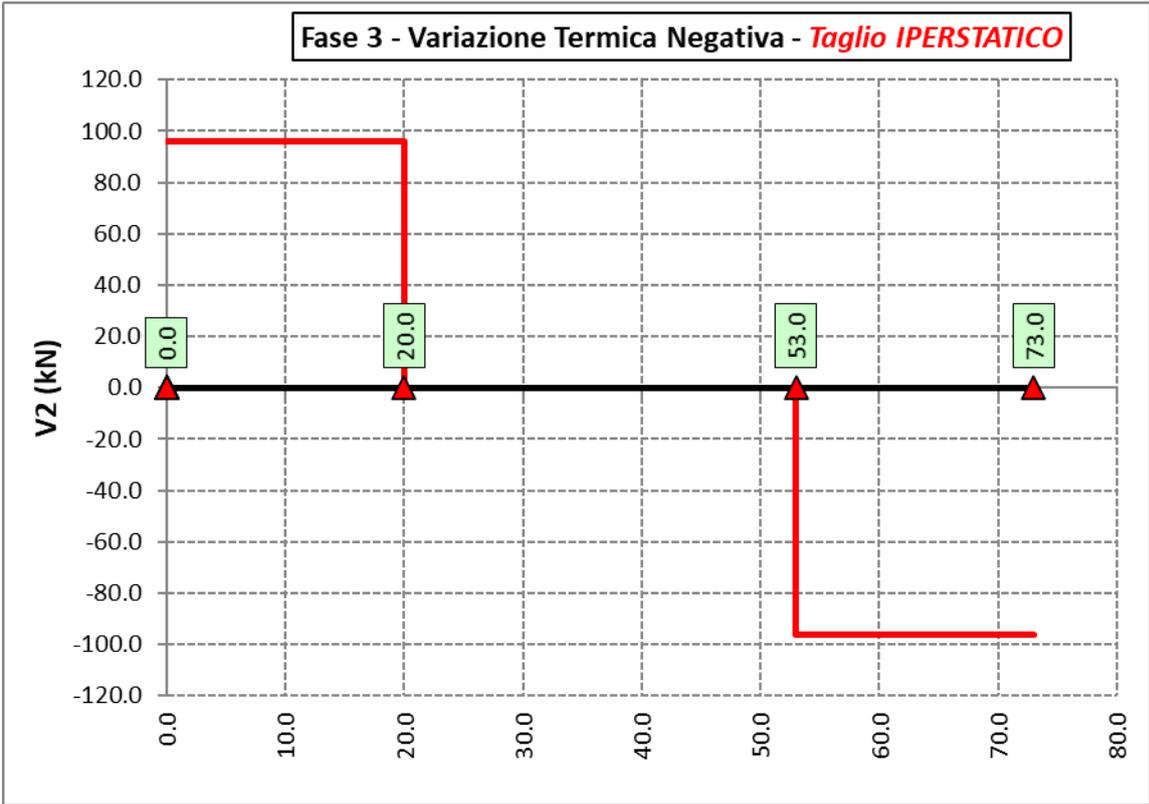
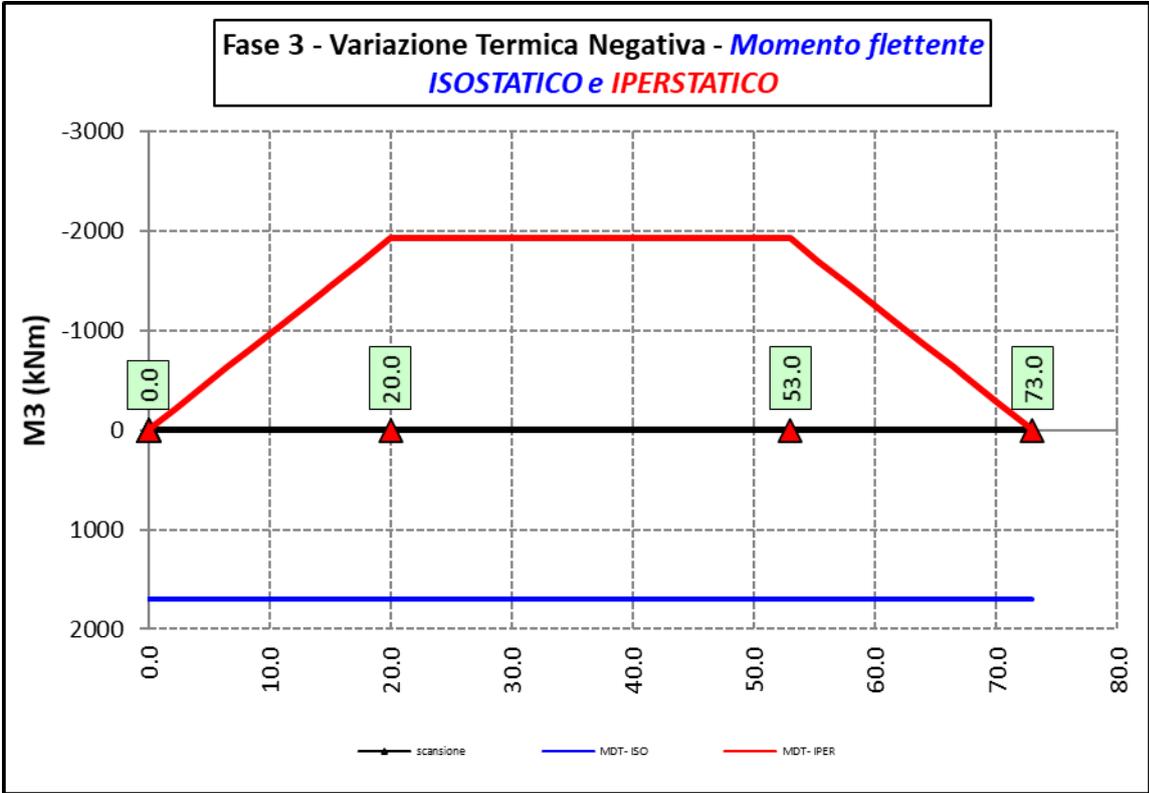
7.2.3.4 Ritiro – Modello r



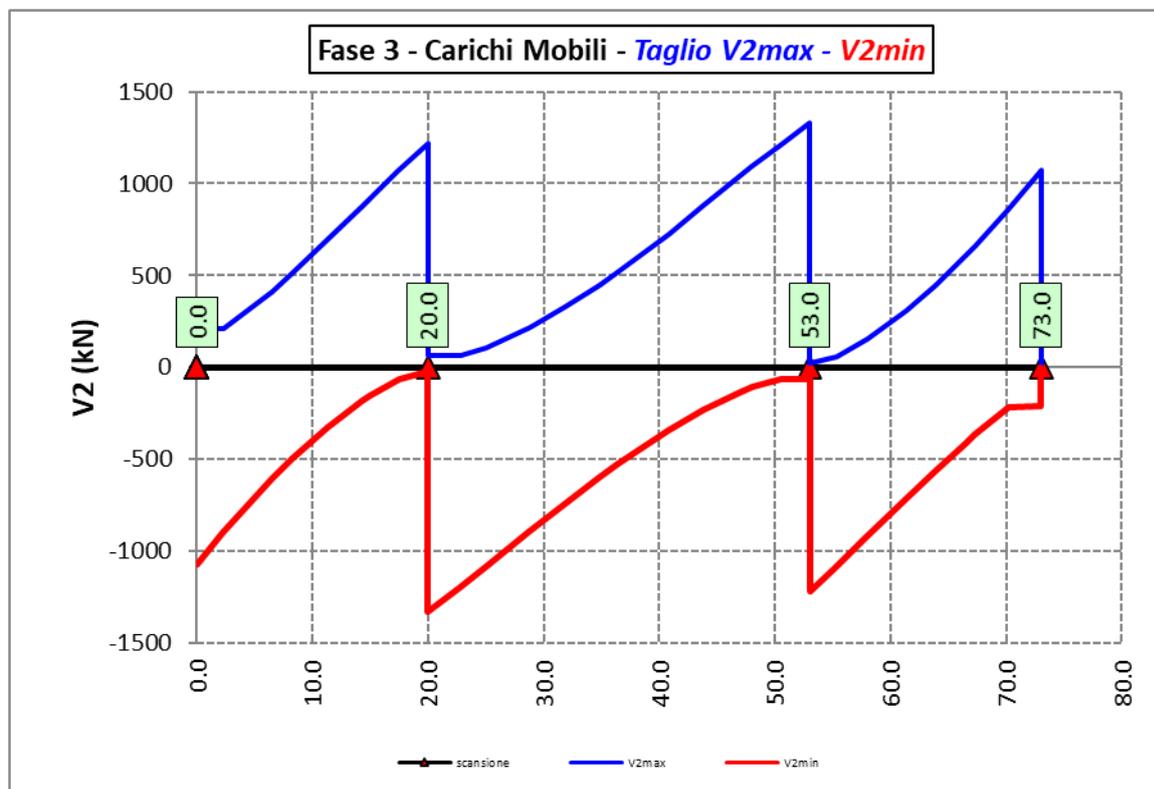
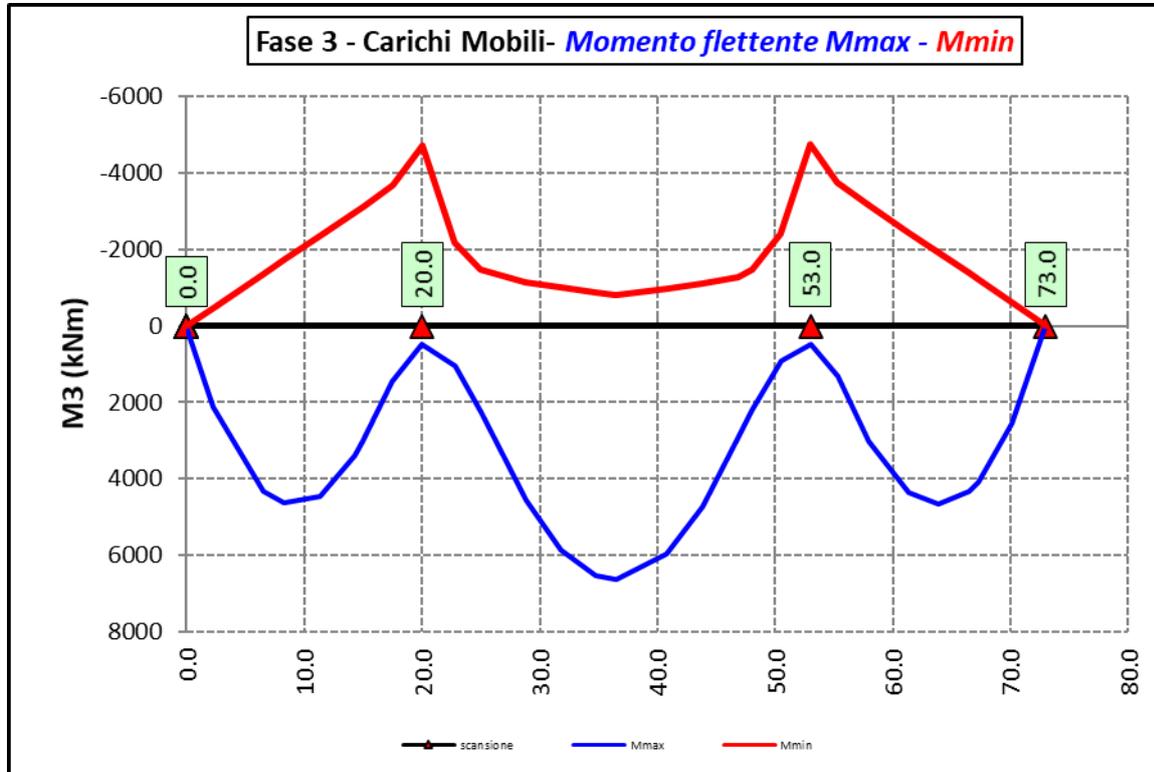
7.2.3.5 Variazioni termiche positive ($\Delta T+$) - Modello 3



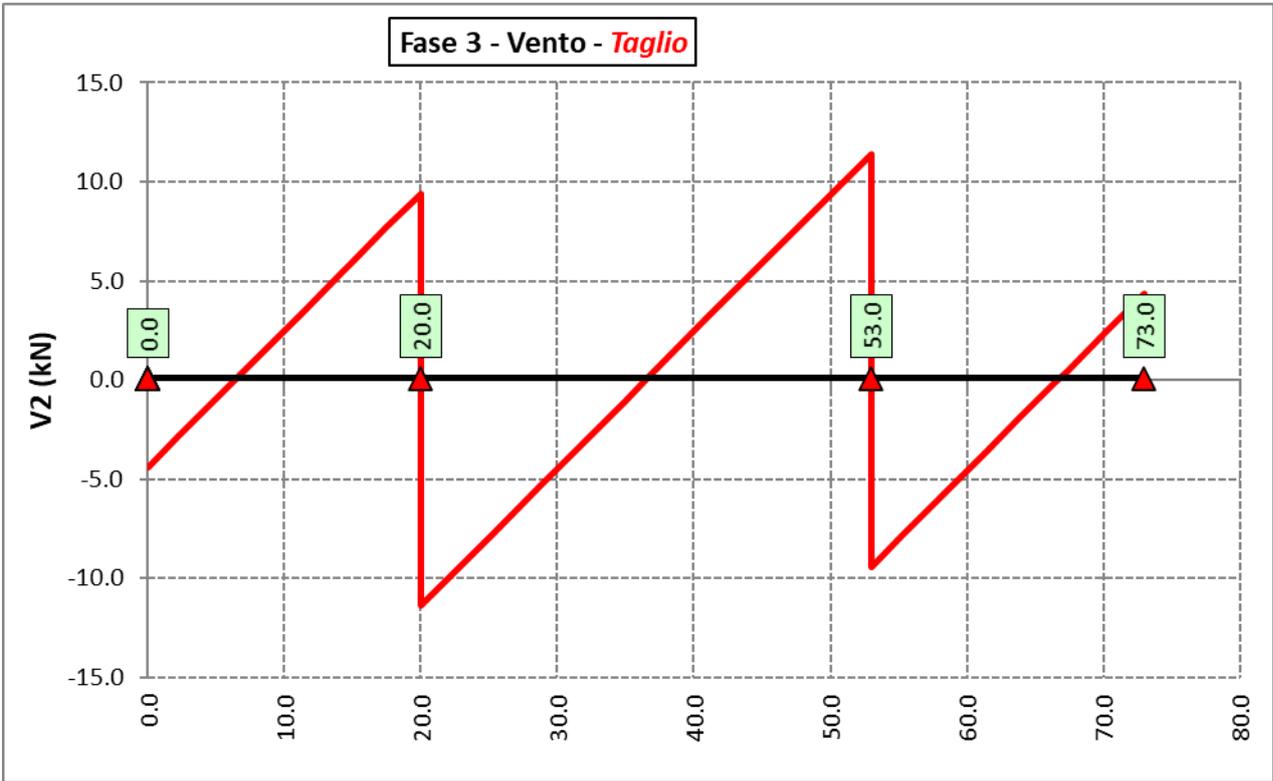
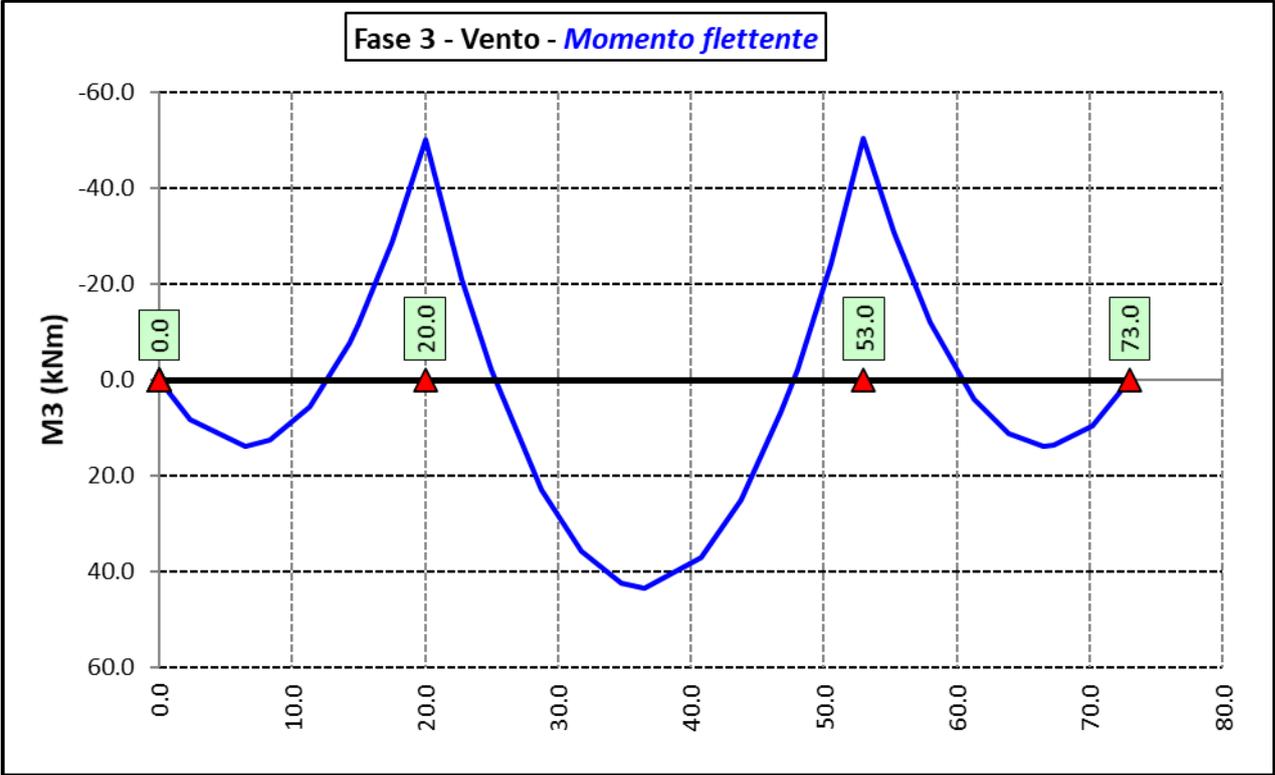
7.2.3.6 Variazioni termiche negative (ΔT) - Modello 3



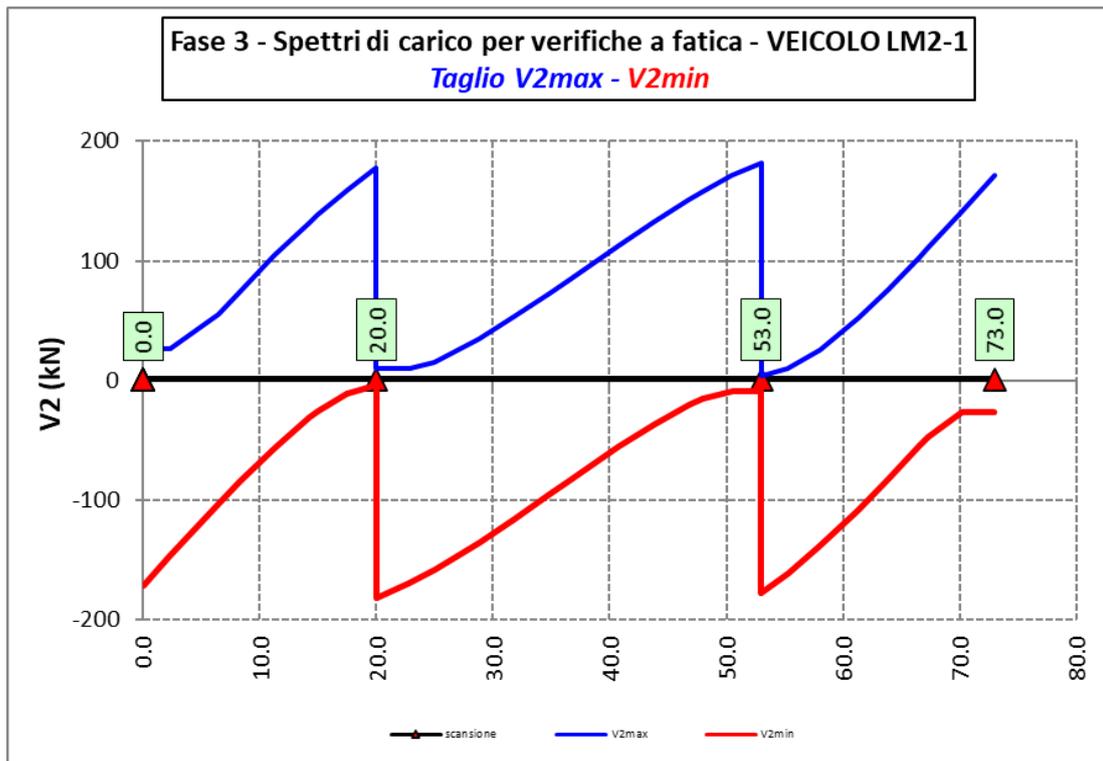
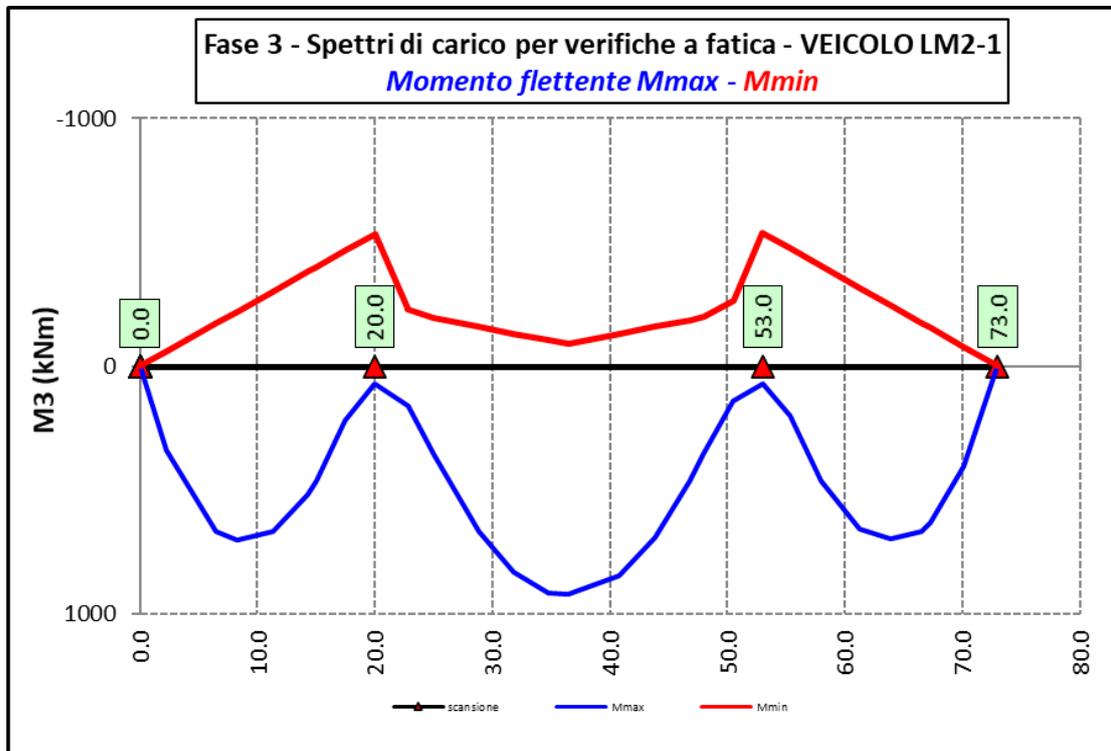
7.2.3.7 Azioni variabili da traffico (Involuppi) – Modello 3

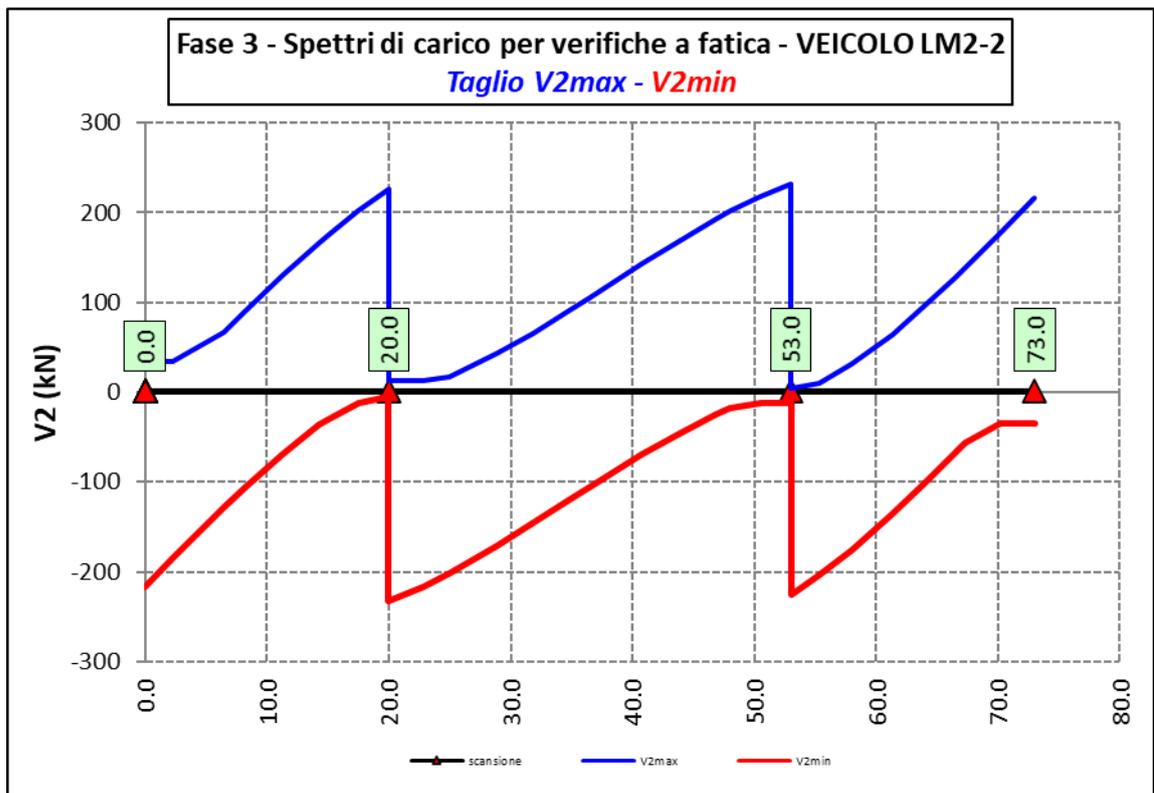
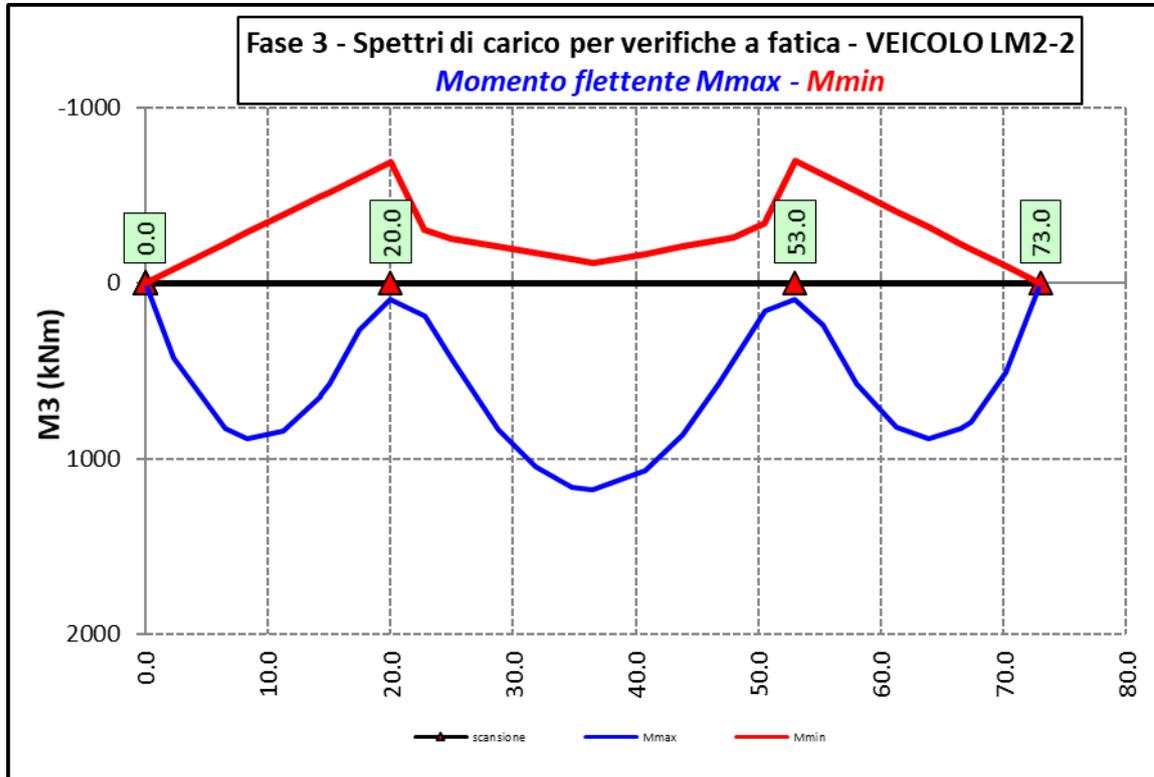


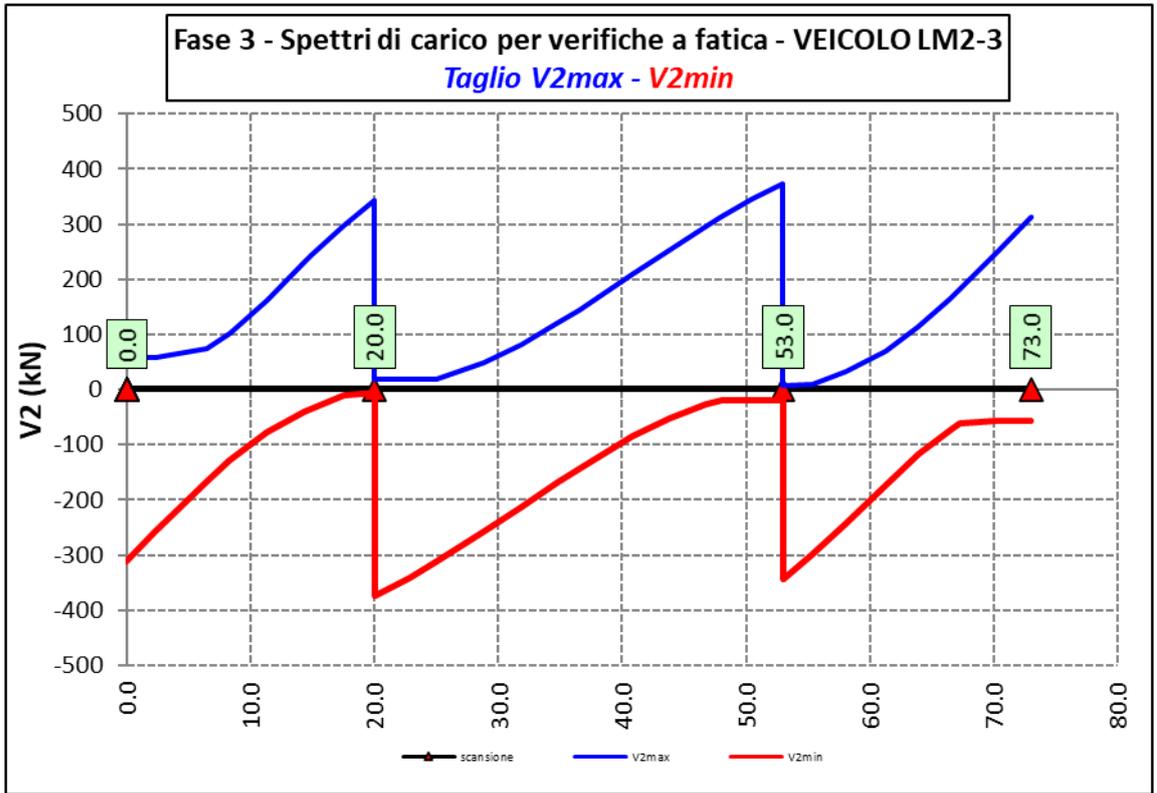
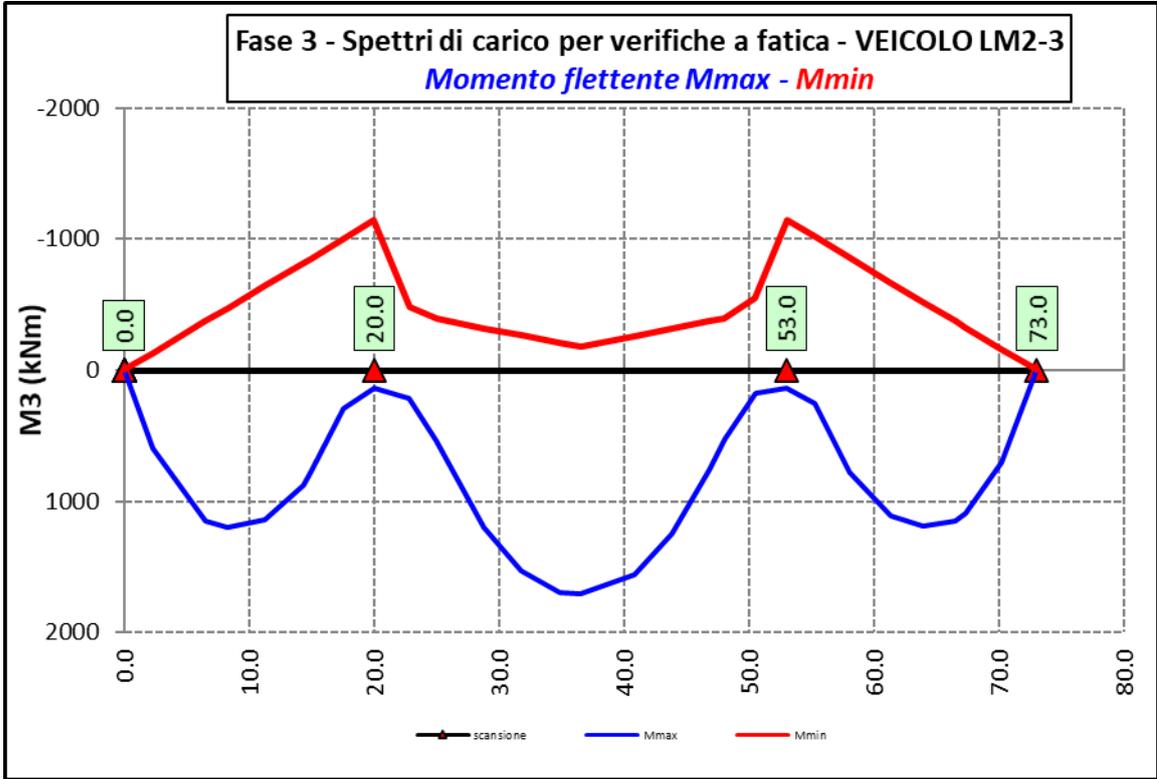
7.2.3.8 Vento – Modello 3

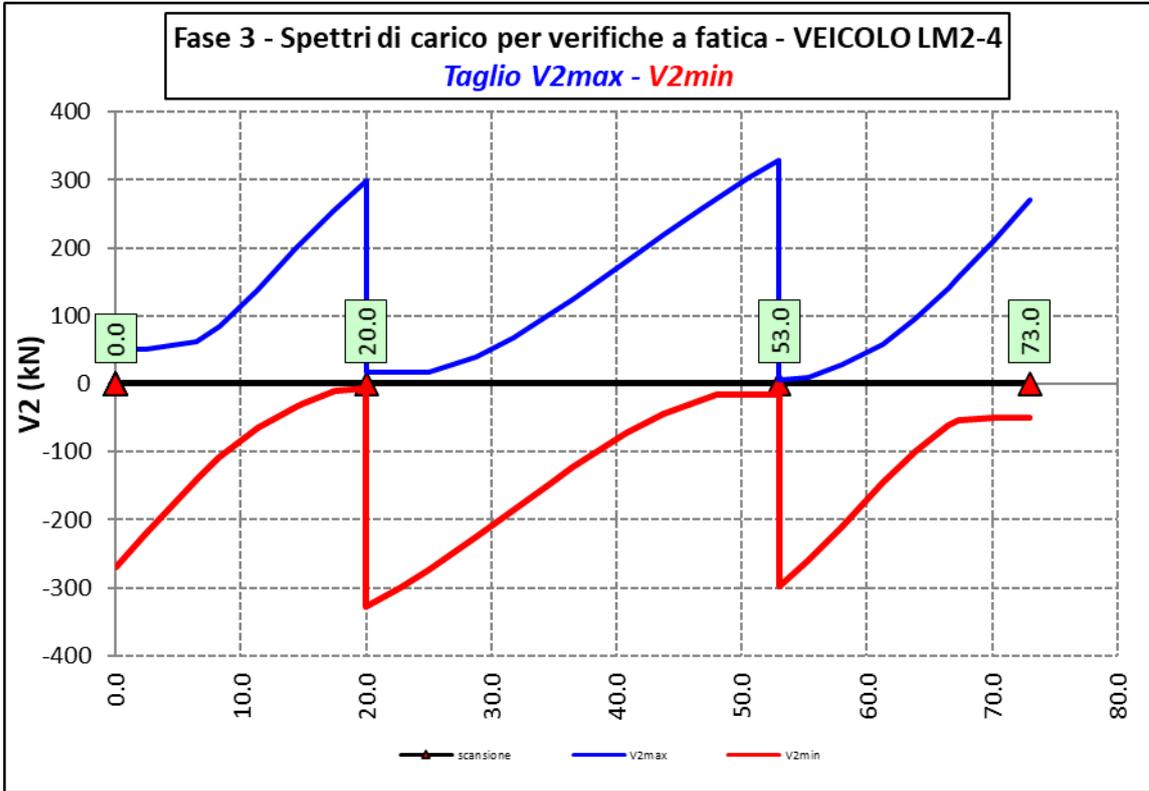
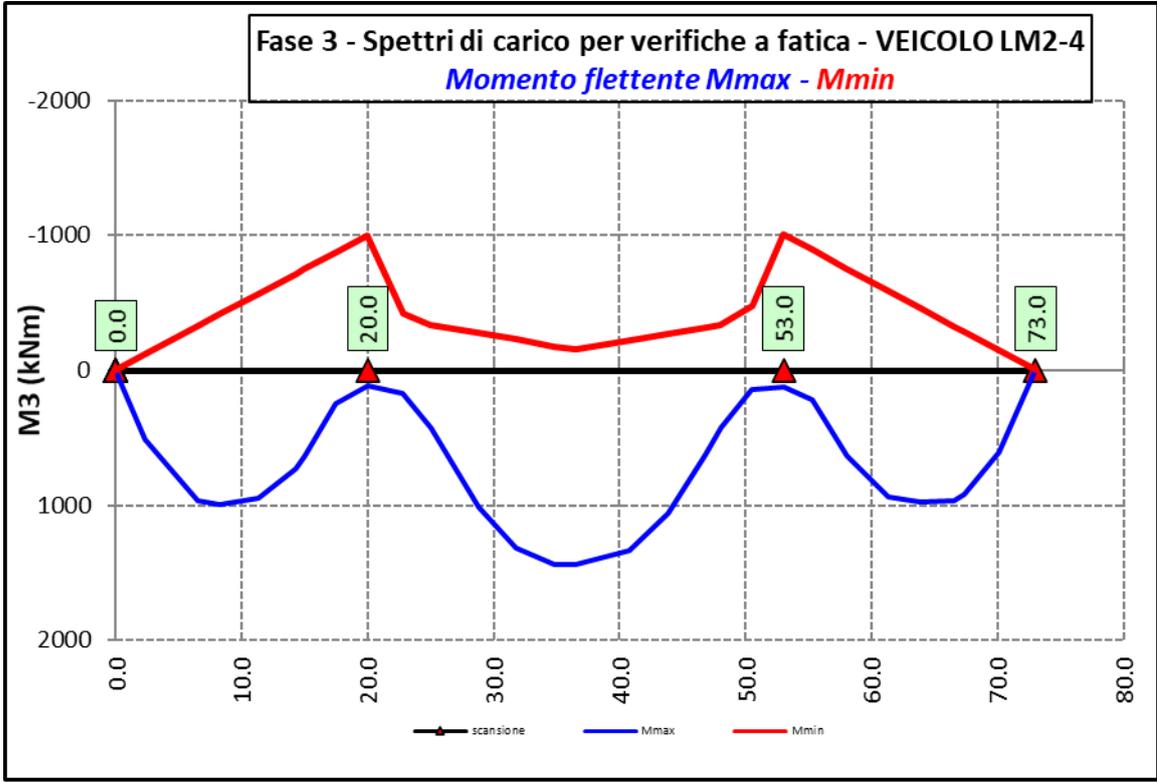


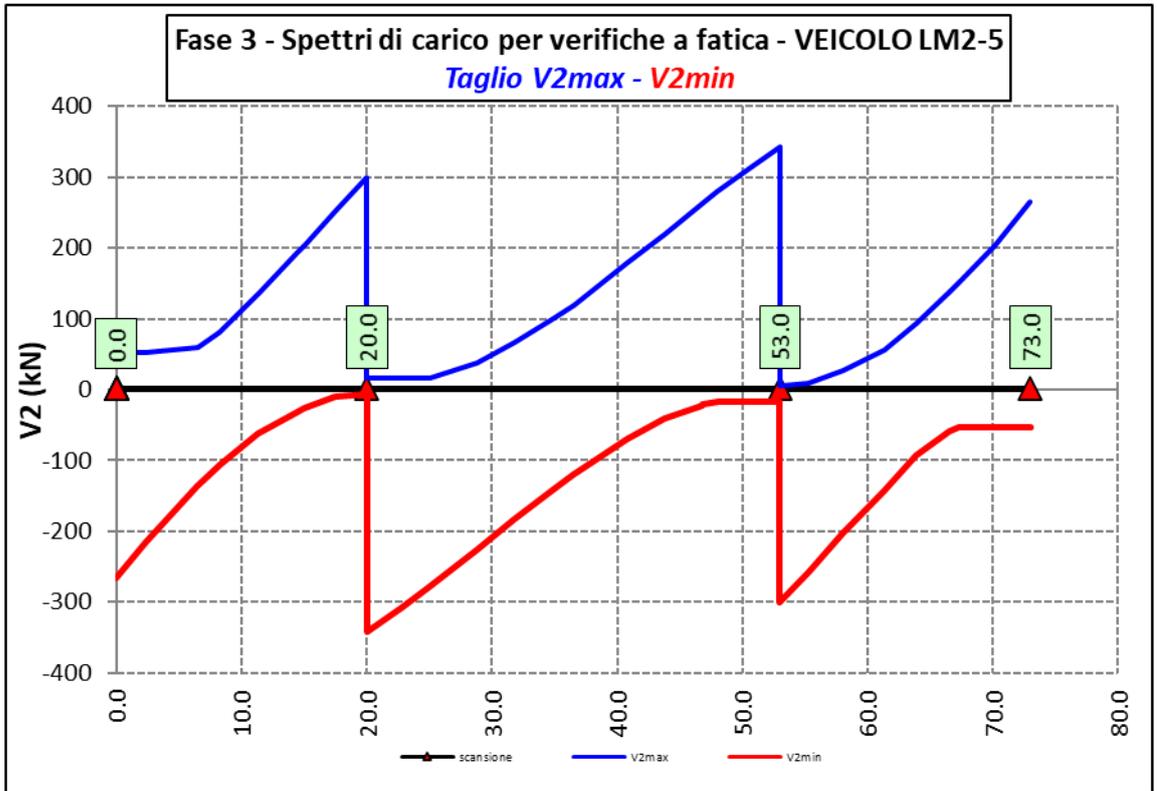
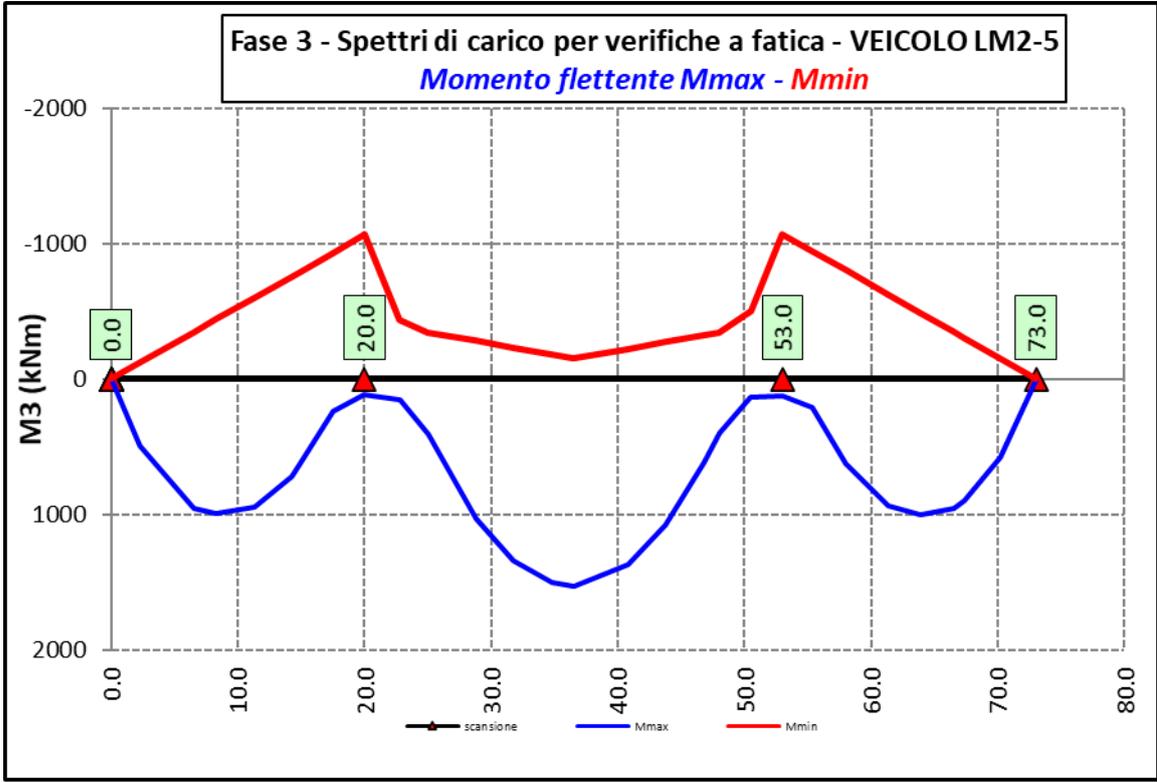
7.2.3.9 Spettri di carico per verifiche a fatica – Modello 3

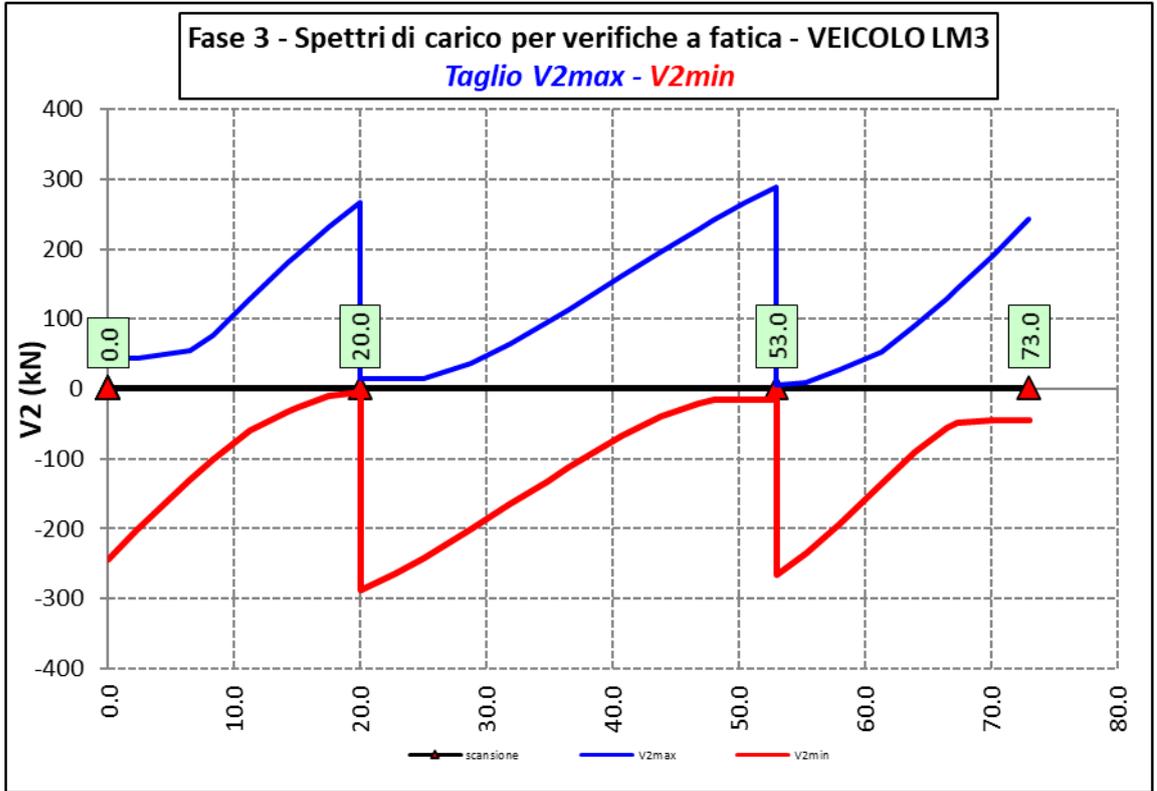
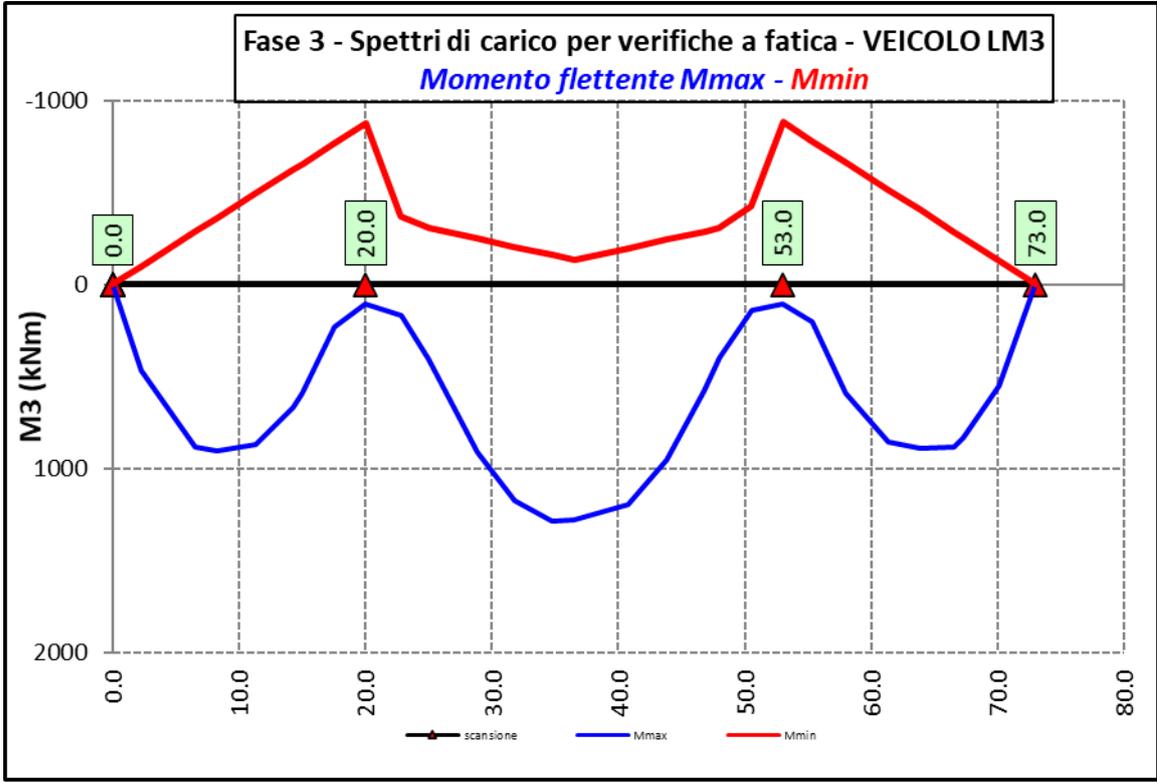












Ai fini delle verifiche statiche delle travi principali agli SLU sono state considerate le combinazioni di carico illustrate al paragrafo 5.3.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

In allegato si riporta il riepilogo delle caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU.

7.3 Verifiche delle travi principali

7.3.1 Verifiche di resistenza SLU

7.3.1.1 Classificazione delle sezioni resistenti

In base al par. 4.2.3.1 delle NTC2018 le sezioni trasversali degli elementi strutturali in acciaio si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

Essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;
- Classe 2: quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$;
- Classe 3: quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- Classe 4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

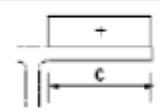
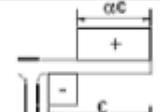
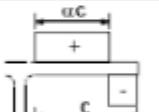
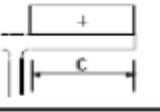
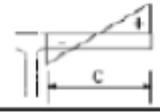
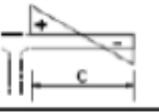
Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tab. 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.IV delle NTC2018, di seguito riportate, forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni:

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Inflexione intorno all'asse		Inflexione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

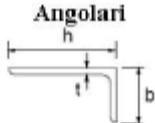
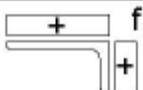
*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\varepsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari 																			
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti																			
Classe	Sezione in compressione																		
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)																			
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$																		
Sezioni Tubolari 																			
Classe	Sezione inflessa e/o compressa																		
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)																		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ε</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <td>ε^2</td> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	420	460	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
f_{yk}	235	275	355	420	460														
ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71														
ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli degli elementi componenti.

Il sistema di classificazione utilizzato per le travi in acciaio vale anche per le sezioni composte. La classe di una sezione composta è la più alta classe tra quella degli elementi in acciaio compressi che la compongono.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

7.3.1.2 Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di:

- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida)
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Per le sezioni di classe 1 e 2 le verifiche a pressoflessione agli SLU sono state condotte controllando che il momento di progetto M_{Ed} sia minore del momento resistente plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto $M_{NR,d}$, ovvero in termini adimensionali verificando che:

$$\eta_{1,plast} = \frac{M_{Ed}}{M_{NR,d}} \leq 1,0$$

Per le sezioni di classe 3 e 4 la verifica a pressoflessione è condotta in campo elastico verificando che le tensioni normali nelle fibre estreme della sezione risultino non superiori alle resistenze tensionali di progetto. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5. Anche in questo caso i risultati delle verifiche sono presentati in forma adimensionale, controllando che risulti:

$$\eta_{1,elast} \leq 1,0$$

7.3.1.3 Resistenza al taglio

La resistenza di progetto a taglio è definita considerando il solo contributo fornito dall'anima $V_{bw,Rd}$, e trascurando a favore di sicurezza il contributo fornito dalle flange $V_{bf,Rd}$ di entità estremamente ridotta:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Tenuto conto del rapporto h_w/t_w che caratterizza le travi di ponte, si ricade nella seguente fattispecie, relativa ad anime dotate di irrigidimenti verticali:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Pertanto, la resistenza al taglio dell'anima deve essere valutata in termini di resistenza all'instabilità:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} h_w \cdot t_w$$

dove:

$\eta = 1,20$ per gradi di acciaio inferiori a S460;

h_w e t_w sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;

γ_{M1} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1.10;

χ_w è un fattore di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio fornito dalla seguente tabella in funzione del parametro di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_w$:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

Tabella 7.1 – Fattore χ_w di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Dove:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w^2}$$

Per anime dotate di irrigidimenti trasversali e senza irrigidimenti longitudinali, il fattore di k_τ è fornito dalle seguenti espressioni in funzione del rapporto tra l'interasse degli irrigidimenti trasversali a e l'altezza dell'anima h_w :

per $a / h_w \geq 1$:

$$k_\tau = 5,34 + 4,0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

per $a / h_w < 1$:

$$k_\tau = 4,0 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

7.3.1.4 Interazione taglio-momento flettente

Per valori di $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,50$ non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali.

Per valori di $\bar{\eta}_3 > 0,50$ superiori:

- per sezioni di classe 1 e 2 la tensione di snervamento dell'anima, considerata nel calcolo del momento resistente plastico della sezione, viene ridotta in accordo alla norma EN 1994-2;
- Per sezioni di classe 3 e 4 si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui:

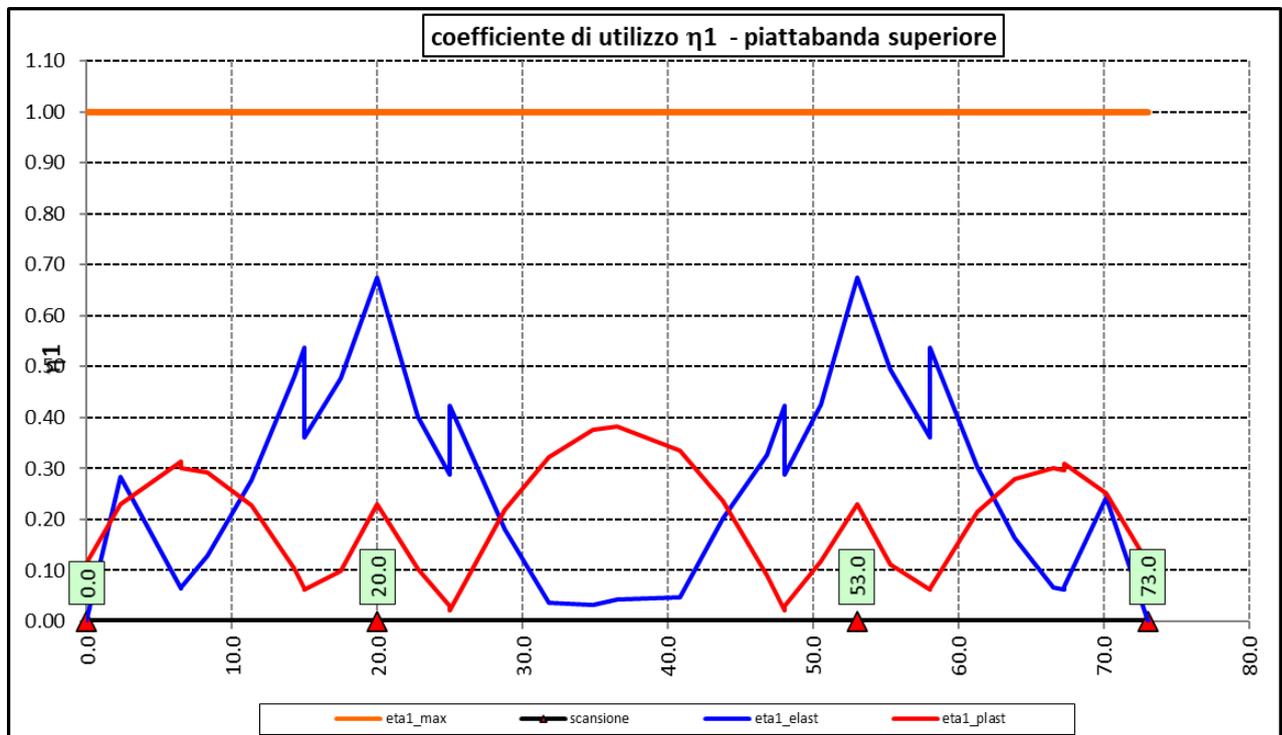
$M_{f,Rd}$ è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;

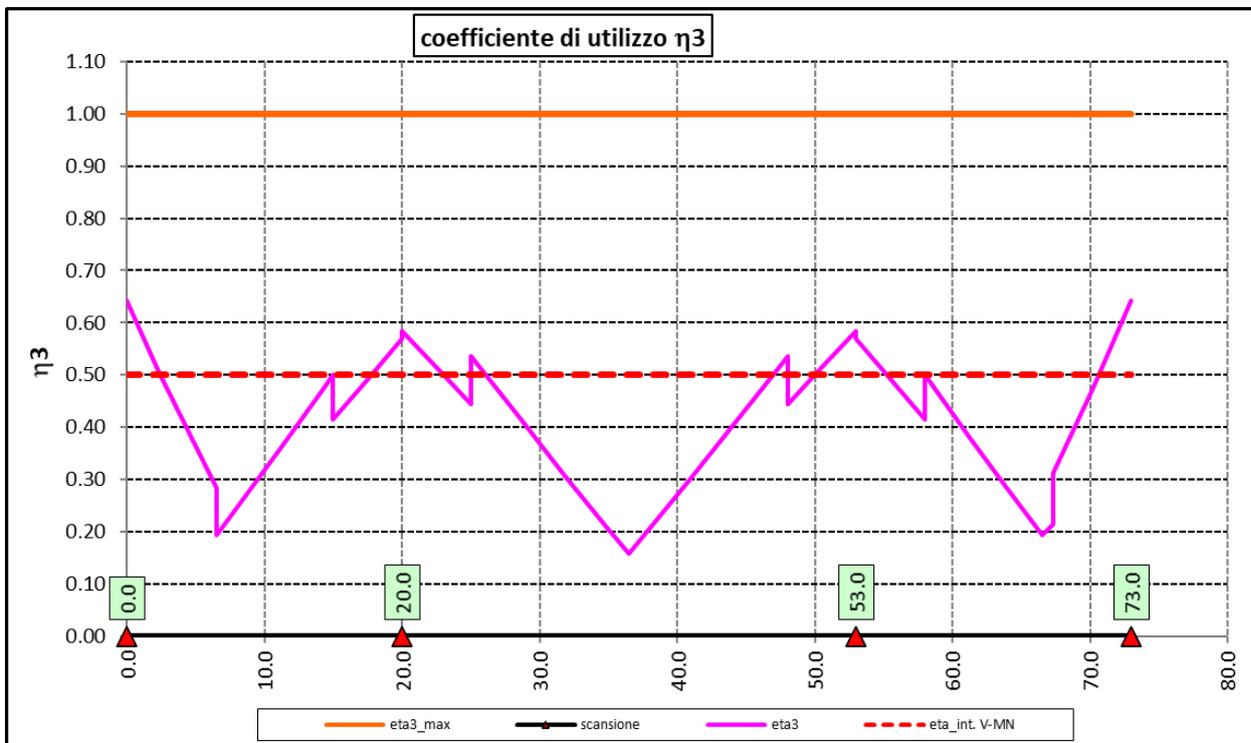
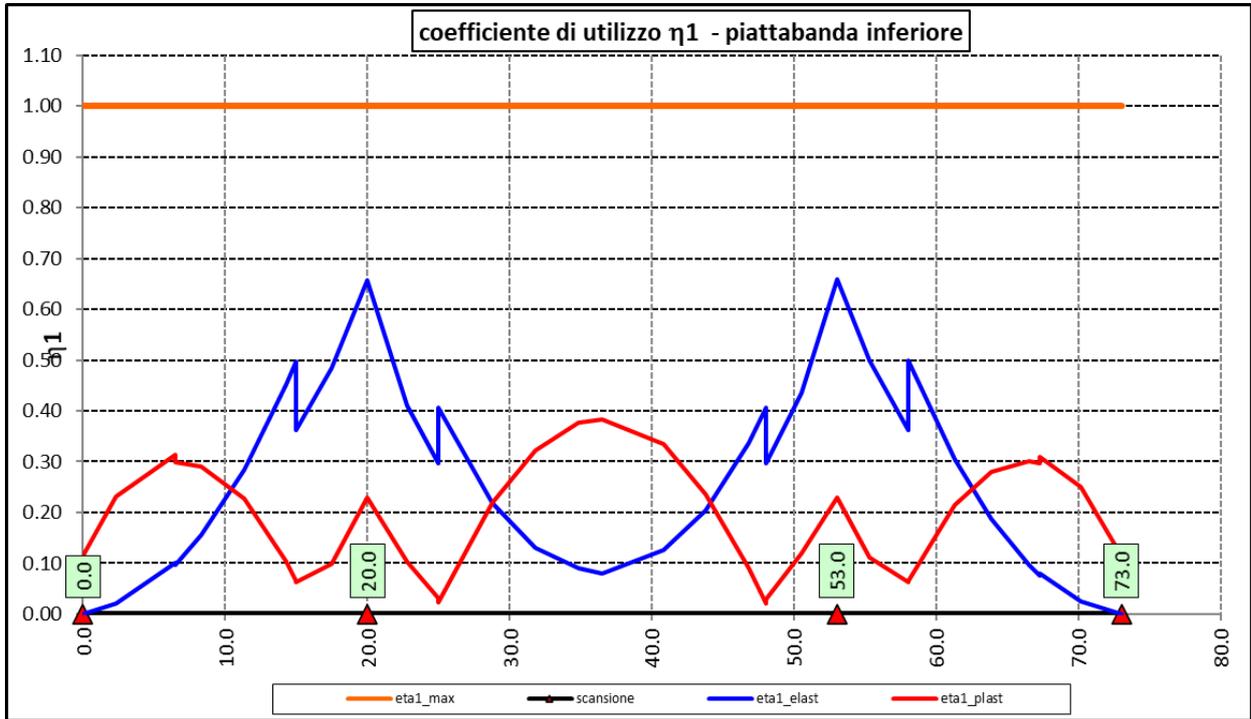
$M_{Pl,Rd}$ è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

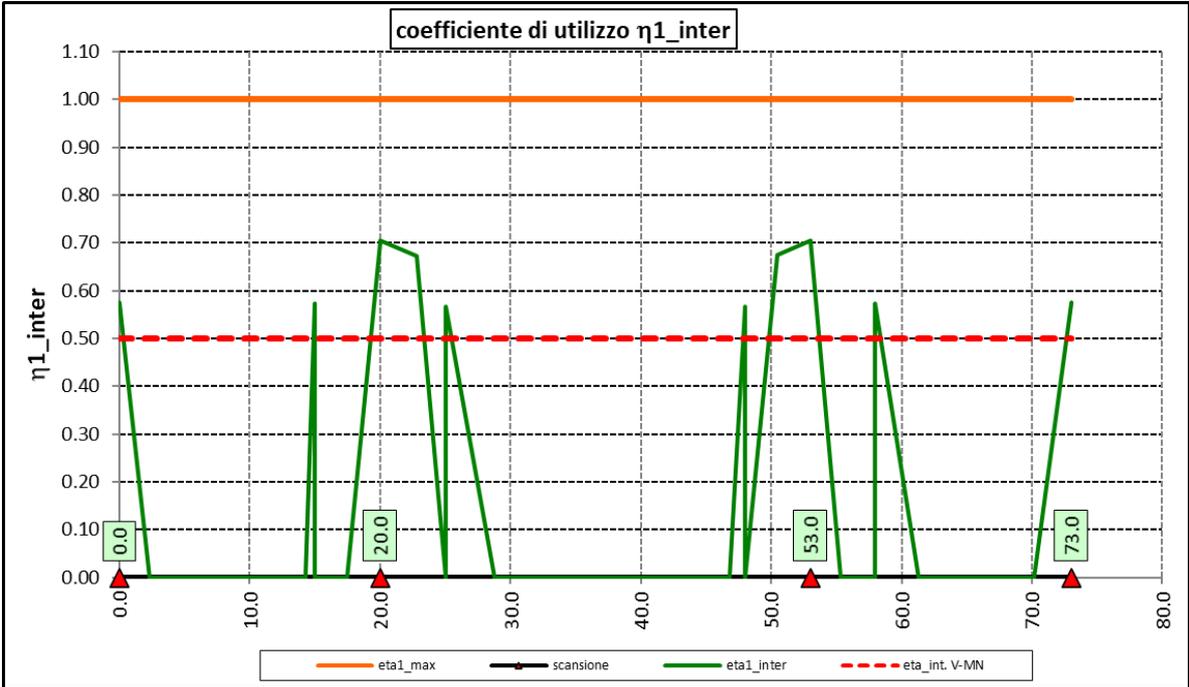
$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

7.3.1.5 Risultati verifiche travi principali agli SLU per pressoflessione, taglio e interazione taglio-momento

Si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche delle verifiche per l'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate, che come è possibile evincere sono tutte soddisfatte.







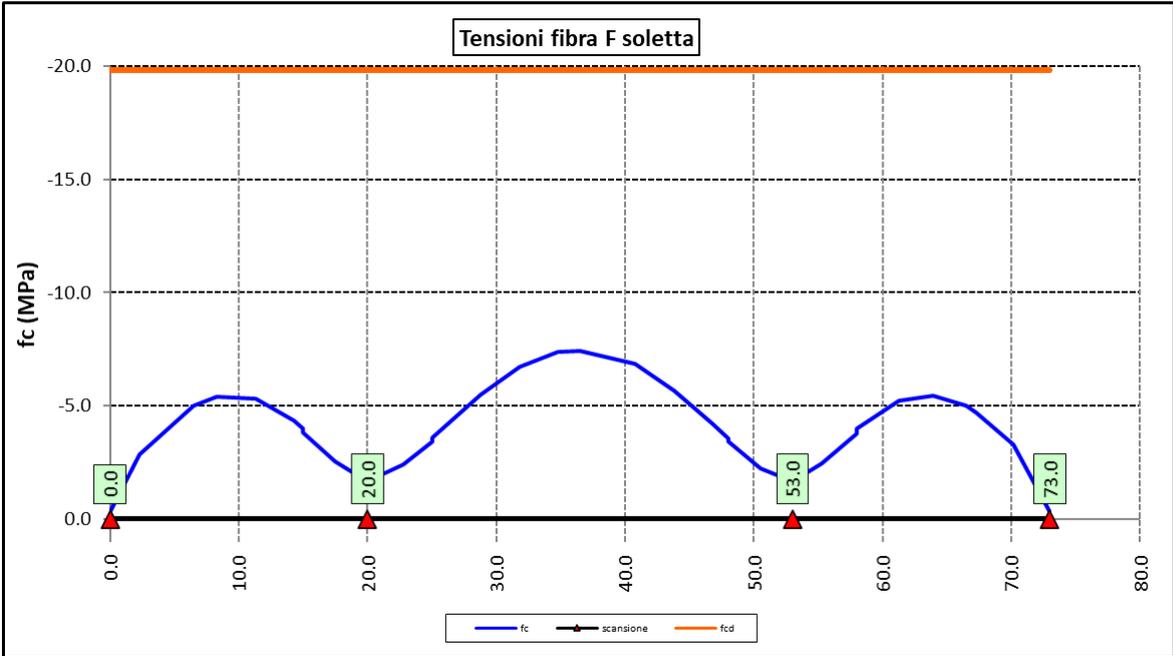
Per quanto attiene la soletta (fibra F) è stato verificato che:

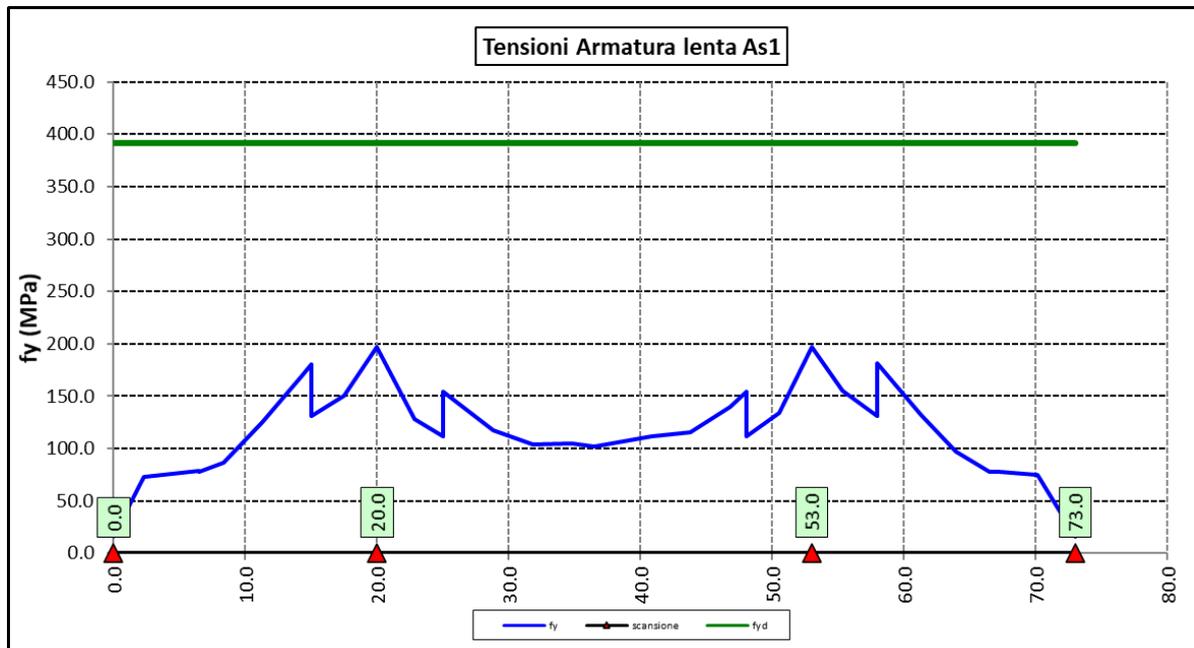
$$f_{Ed} \leq f_{ck} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Per le armature longitudinali della soletta (fibra As1) è stato verificato che:

$$f_{Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica. Per ciascuna fibra si riportano i valori delle tensioni di calcolo di progetto ed i valori delle resistenze di progetto.





Come è possibile evincere le verifiche sono sempre soddisfatte.

7.3.2 Verifiche SLE "a respiro" delle anime

La verifica è condotta con riferimento alla norma prEN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per la combinazione di carico frequente;

k_{σ} e k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [\text{MPa}] ;$$

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

b è l'altezza del pannello d'anima.

Nel caso in esame la verifica può essere trascurata essendo sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

7.3.3 Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali

Le verifiche agli SLE sono effettuate per la combinazione caratteristica (rara), controllando siano soddisfatte le seguenti relazioni:

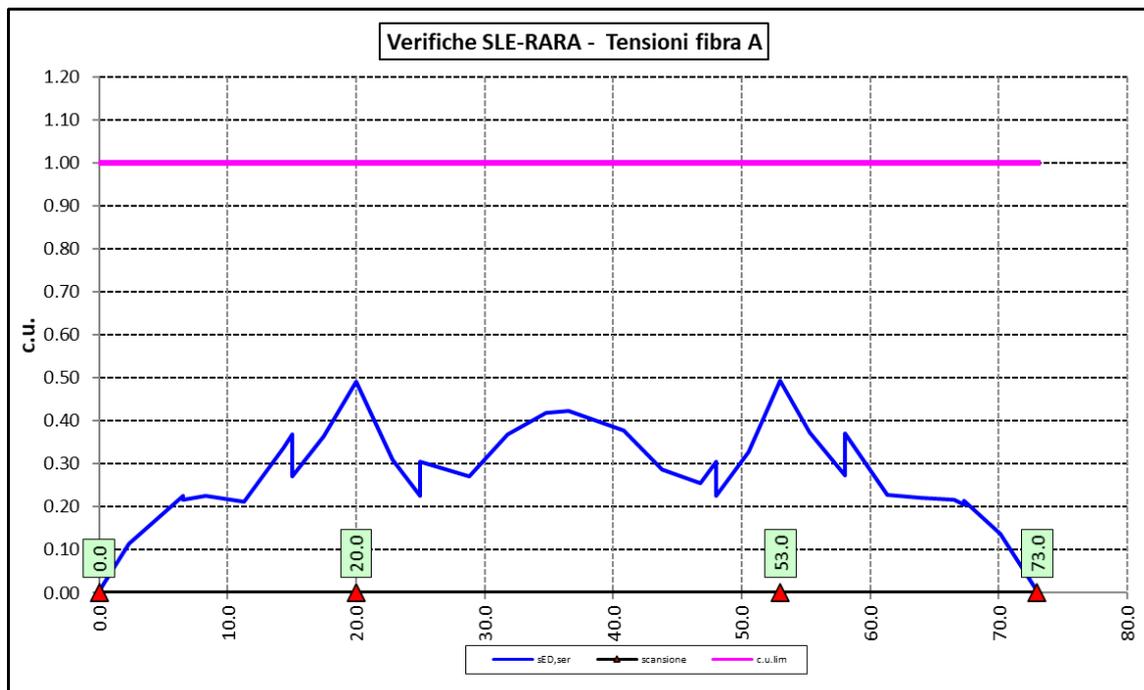
$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

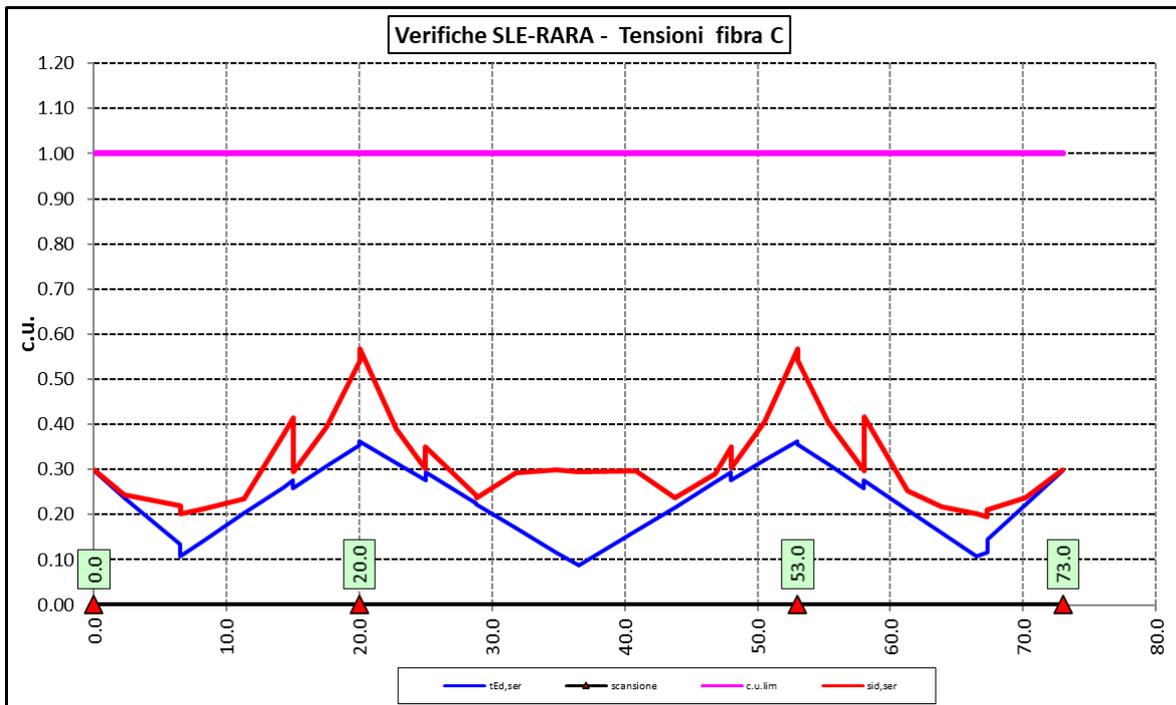
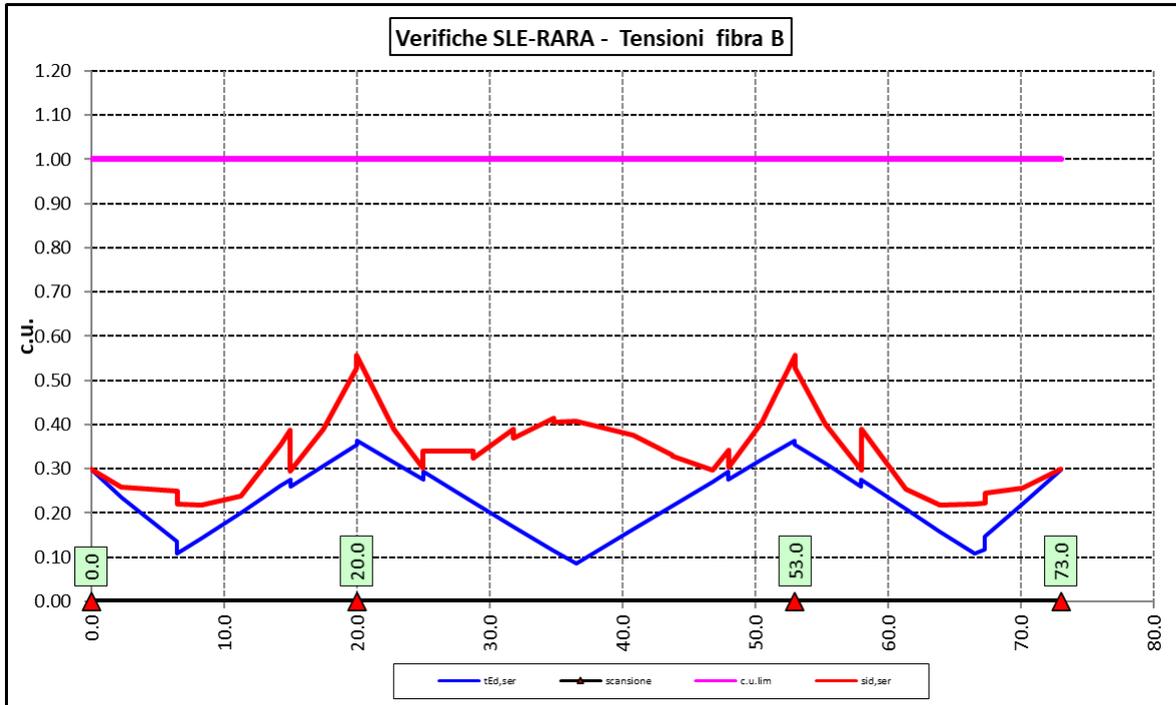
$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

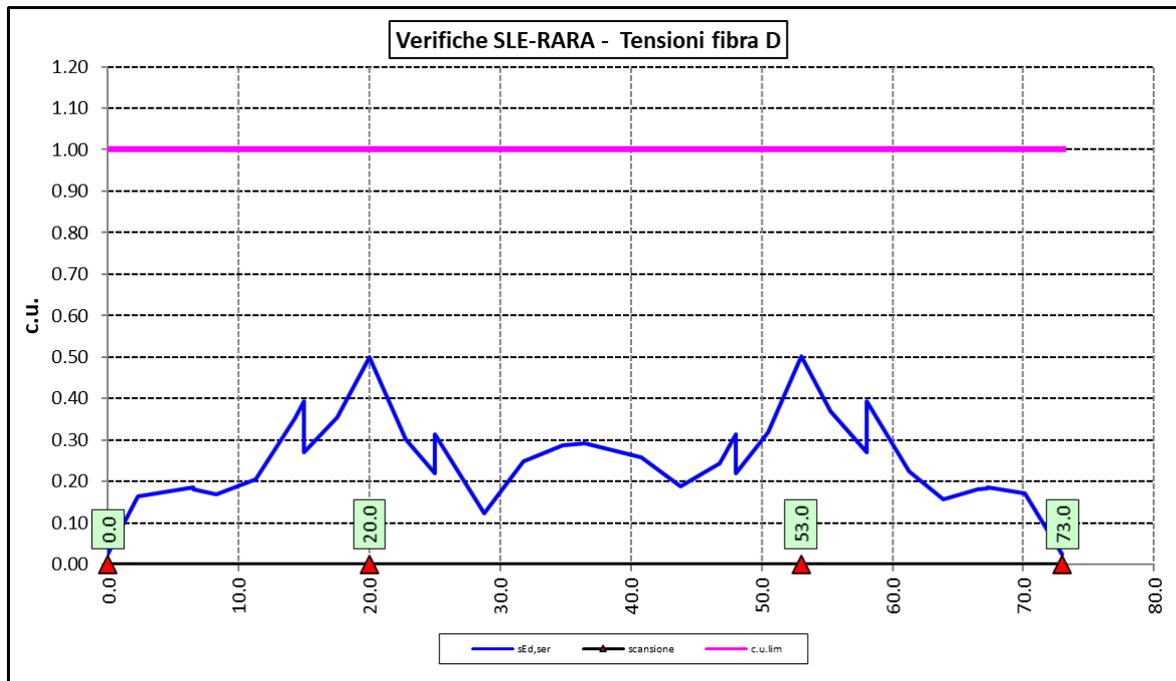
$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni sono state valutate nelle fibre esterne delle piattabande e dell'anima. Di seguito si presentano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica:

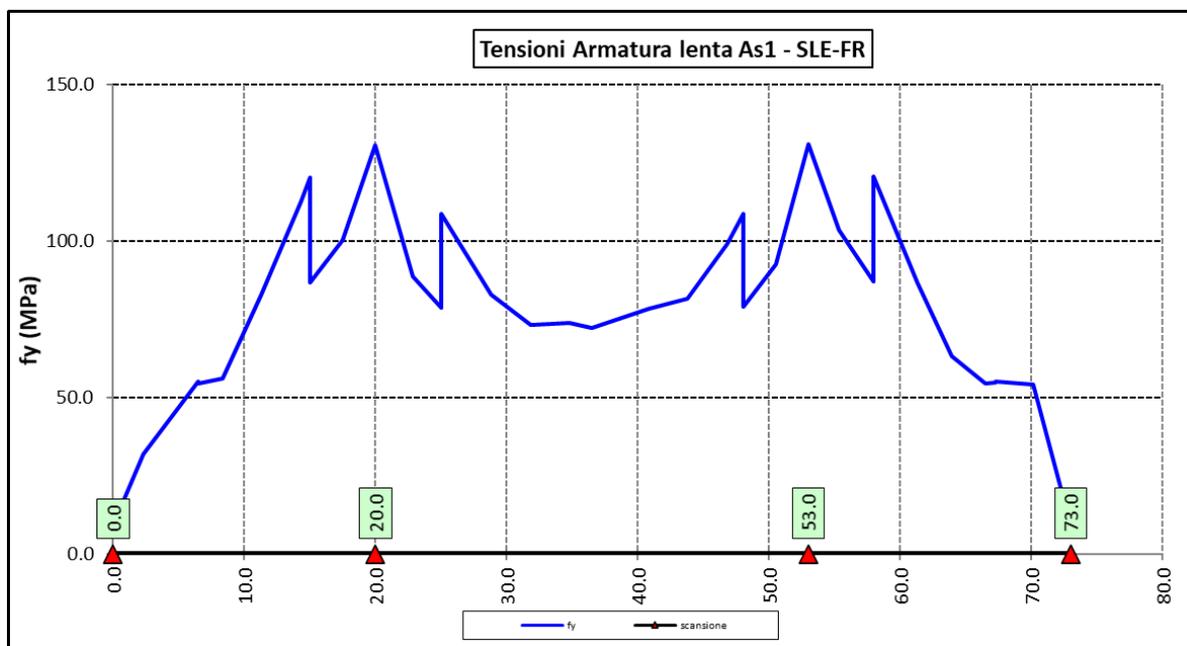






7.3.4 Verifiche SLE a fessurazione soletta nelle zone soggette a momento negativo

Il diagramma seguente illustra le tensioni massime sulle armature superiori longitudinali della soletta per la combinazione SLE-FR:



Il tasso massimo di lavoro delle armature della soletta in direzione longitudinale è inferiore a 131.1 MPa. Considerando che il diametro massimo delle armature adottate è pari a $\phi 20$, le verifiche di fessurazione, effettuate per via indiretta con riferimento ai tassi massimi ammissibili specificati al paragrafo 4.1.4, sono soddisfatte:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

barra $\phi 20$: $\sigma_{lim} (W_k = 0.3 \text{ mm}) = 222 \text{ MPa} > 131.1 \text{ MPa}$

Le verifiche per combinazione SLE-QP non sono dimensionanti dato che il coefficiente Ψ_2 relativo ai carichi mobili è nullo e i tassi di lavoro delle armature diminuiscono significativamente.

7.3.5 Verifiche di stabilità delle piattabande inferiori delle travi principali

In esercizio, il rischio di sbandamento è limitato alle piattabande inferiori compresse nelle zone di momento negativo in prossimità degli appoggi intermedi. La presenza della soletta, infatti, permette di trascurare la deformabilità globale della struttura.

I telai trasversali, costituiti dai traversi, dai montanti e da un tratto collaborante di soletta, si oppongono allo sbandamento e rappresentano vincoli elastici discreti per l'ala inferiore della trave.

La verifica di stabilità per la modalità latero-torsionale (LT) è condotta in accordo con le indicazioni del punto §4.2.4.1.3.2 delle NTC2018, controllando che sia verificata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Essendo:

M_{Ed} Il momento sollecitante di progetto;

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ il momento resistente di progetto ridotto per instabilità;}$$

con:

- χ_{LT} coefficiente di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale;
- γ_{M1} coefficiente parziale di sicurezza allo Stato Limite Ultimo per instabilità pari a **1.10** per membrature di ponti stradali e ferroviari;
- W_y
 - o $W_{pl,y}$ per sezioni trasversali di classe 1 o 2;
 - o $W_{el,y}$ per sezioni trasversali di classe 3;
 - o $W_{eff,y}$ per sezioni trasversali di classe 4;

($W_{pl,y}$ è il modulo di resistenza plastico della sezione - $W_{el,y}$ è il modulo di resistenza elastico - $W_{eff,y}$ è il modulo di resistenza efficace).

In ultima analisi deve essere:

$$\frac{\chi_{LT} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1} \cdot \sigma_{fi}} = \frac{\chi_{LT} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1.0$$

Essendo:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_{yk}}{\sigma_{fi}} \quad \text{il moltiplicatore dei carichi di progetto}$$

Per le travi a parete piena, il valore di χ_{LT} può essere determinato a partire dal calcolo di N_{cr} della piattabanda compressa elasticamente vincolata. Il coefficiente χ_{LT} vale

$$\frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq \begin{cases} 1 \\ 1/\lambda_{LT}^2 \end{cases}$$

Con:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

nella quale β è assunto pari ad 1.00, e $\bar{\lambda}_{LT,0}$ è assunto pari a 0.20.

Le curve di stabilità da utilizzare sono funzione della snellezza della sezione (h/b) e sono scelte in base alla seguente tabella.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

Tabella 7.2. Curve di stabilità in funzione delle tipologie di sezione

Il coefficiente α_{LT} per la curva di stabilità utilizzata (d) è pari a 0.76.

Per valori della snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ gli effetti dell'instabilità flessione-torsionale possono essere ignorati e si applicano solo verifiche di resistenza della sezione trasversale (la stabilità non pregiudica la resistenza e si usa il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M0}).

Il valore della snellezza adimensionalizzata per la piattabanda compressa è determinato dalla seguente relazione:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}}$$

in cui, a favore di sicurezze, è considerato un valore maggiorato dell'area di sezione compressa

$$A_{eff} = \left[A_{eff,f} + \frac{A_{eff,w}}{3} \right], \quad \text{in cui alla sezione efficace della piattabanda è aggiunto un terzo della parte di}$$

anima. Questo contributo, infatti, aumenta il valore della sollecitazione nel corrente, senza che l'inerzia della piattabanda subisca variazioni significative.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Il valore di N_{cr} è determinato mediante uno schema di asta su appoggi elastici discreti posti in corrispondenza dei telai trasversali. Il modello di trave su appoggi elastici è relativo all'intero sviluppo della piattabanda inferiore, sottoposta ad una sollecitazione assiale variabile secondo l'andamento delle sollecitazioni flettenti globali.

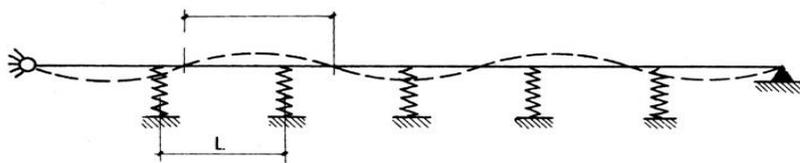


Figura 7.4. Schema di asta su appoggi elastici discreti

La rigidezza (k) della molla è stata valutata considerando la rigidezza assiale dei traversi che connettono le travi principali.

7.3.5.1 Rigidezza trasversale – ritegni all'instabilità flesso-torsionale

La rigidezza dei vincoli elastici intermedi è funzione della tipologia di traverso e, per l'impalcato in questione, il valore (k) della costante elastica della molla assume i seguenti valori:

- $K = 1323323$ kN/m rigidezza in corrispondenza pila – impalcato tre travi;
- $K = 927877$ kN/m rigidezza traversi correnti – impalcato tre travi;

Per i trasversi di spalla è stata assunta la stessa rigidezza del trasverso di appoggio pila.

7.3.5.2 Risultati verifiche di stabilità delle piattabanda inferiori delle travi principali

In allegato sono illustrati i risultati delle verifiche svolte nelle zone in prossimità degli appoggi intermedi a partire dal valore della forza assiale critica N_{crit} di progetto, determinata con il modello di trave su appoggi elastici discreti.

7.3.6 Verifiche a fatica

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcato metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- *criterio del danneggiamento accettabile per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.*
- *criterio della vita utile a fatica per strutture sensibili alla rottura per fatica.*

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Criteria di valutazione	Conseguenze moderate (γ_{Mf})	Conseguenze significative (γ_{Mf})
Danneggiamento accettabile	1,00	1,15
Vita utile a fatica (Safe Life)	1,15	1,35

Tabella 7.3. Coefficienti parziali γ_{Mf}

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono:

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)

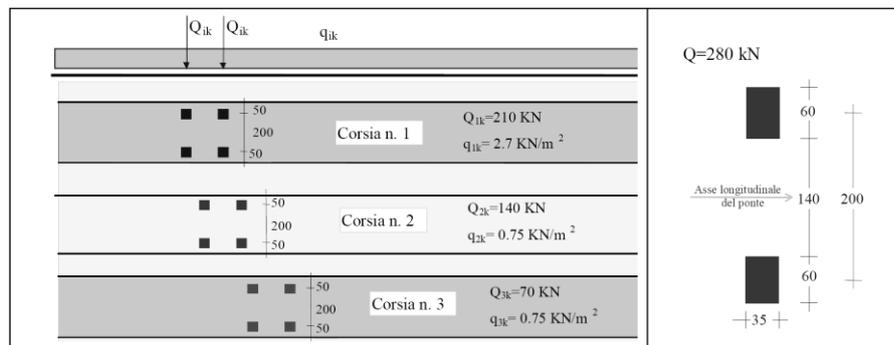


Figura 7.5. Modello di carico a fatica LM1

- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)

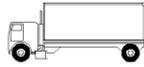
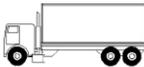
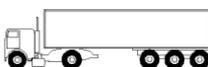
SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 7.6. Modello di carico a fatica LM2

- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

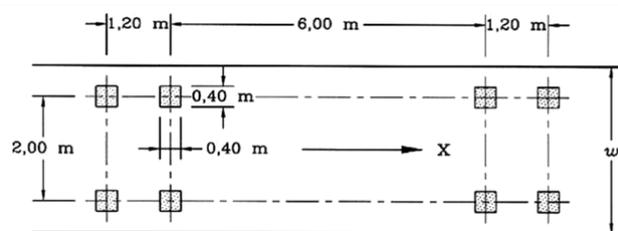


Figura 7.7. Modello di carico a fatica LM3 (4 assi da 120 kN)

- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

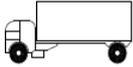
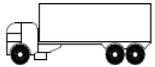
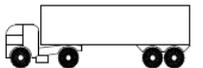
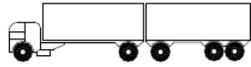
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Figura 7.8. Modello di carico a fatica LM4

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante ($\Delta\sigma_D$), controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Le Circolari applicative delle NTC2018 (§[D_2]), definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ($\Delta\sigma_D$) per $5 \cdot 10^6$ cicli di carico.

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

In alcuni casi è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_E$ mediante una serie di coefficienti λ , opportunamente calibrati, funzione della luce della campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \varphi_{fat} \cdot [\sigma_{FLM,max} - \sigma_{FLM,min}] = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{max}$$

con $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$. Per l'applicazione del metodo si può far riferimento a EN 1994-2.

Il coefficiente dinamico equivalente φ_{fat} per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, si conduce la verifica a danneggiamento controllando che risulti:

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Le Circolari applicative delle NTC2018 (§[D_2]), definiscono le diverse categorie di dettaglio ed i valori dei delta di tensione resistenti ($\Delta\sigma_C$) per $2 \cdot 10^6$ cicli di carico ad ampiezza costante.

7.3.6.1 Verifica a vita illimitata

Le verifiche a fatica sono state eseguite con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM2** in conformità al D.M. 14/01/2018 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1.35$.

Il carico LM2 è stato applicato secondo le indicazioni contenute al p.to 4.6.3 dell' Eurocodice ENV 1991-2 il quale precisa che i singoli veicoli che compongono l'LM2 devono essere fatti transitare separatamente lungo il ponte.

Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ in ogni sezione sarà pari al valore massimo dei cinque $\Delta\sigma$ dovuti a ciascuno dei veicoli che formano l'LM2.

Ciascun veicolo percorre il ponte da spalla a spalla posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia lenta della sezione stradale.

Sono stati considerati i particolari da fatica riportati nella tabella seguente:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

	Descrizione del Particolare	$\Delta\sigma_c$ (Mpa)		$\Delta\sigma_D$ (Mpa)		Size Effect
		2·10 ⁶ cicli		5·10 ⁶ cicli (1)		
1	Irrigidimento verticale o montante del traverso in semplice piatto saldato sulle piattabande	80		59		NO
2	Contropiastra saldata alla piattabanda inferiore in corrispondenza degli appoggi per compensazione pendenza longitudinale e collegamento apparecchi di appoggio	56		41,3		NO
3	Terminazione impilaggio con taglio della piattabanda impilata a 90°	56		41,3		NO
4	Arco di scarico sull' anima per consentire l' esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande	71		52,3		NO
5	Saldatura di testa delle piattabande con <u>Tmin ≤ 25 mm</u> e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto (2). Tmin = spessore minimo delle piattabande da unire	90		66,3		NO (3)
6	Saldatura di testa delle piattabande con <u>Tmin > 25 mm</u> e particolare della saldatura conforme a quello indicato nelle tavole di progetto (4). Tmin = spessore minimo delle piattabande da unire	Tmin	$\Delta\sigma_c$	Tmin	$\Delta\sigma_D$	SI (5)
		25	112	25	83	
		30	108	30	80	
		35	105	35	77	
		40	102	40	75	
		45	100	45	73	
		50	98	50	72	
		55	96	55	71	
		60	94	60	69	
		65	93	65	68	
		70	91	70	67	
		75	90	75	66	
		80	89	80	65	
		85	88	85	65	
		90	87	90	64	
		95	86	95	63	
		100	85	100	63	
7	Saldatura di testa delle anime a piena	71		52,3		NO (3)

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

	penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati con $T_{min} \leq 25 \text{ mm}$			
	T_{min} = spessore minimo delle anime da unire			

6. $\Delta\sigma_D = 0,737 \times \Delta\sigma_C$
7. Sovraspessore di saldatura non superiore al 10% della larghezza del cordone
8. Per spessori inferiori a 25 mm non è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su $\Delta\sigma_C$
9. Saldatura molata a raso
10. Per spessori superiori a 25 mm è necessario tener conto dell' effetto dello spessore su $\Delta\sigma_C$ secondo la relazione $\Delta\sigma_{C,rid}(T_{min}) = \Delta\sigma_C(25 \text{ mm}) \times K_s$; $K_s = (25 / T_{min})^{0,2}$

Dall'esame della tabella precedente risulta che, con i particolari costruttivi previsti in progetto, la saldatura di testa delle piattabande (anche per spessori considerevoli) presenta un $\Delta\sigma_C$ sempre superiore al particolare n° 7 (Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione).

Analogamente, il particolare n°4 (Arco di scarico sull' anima per consentire l'esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande), presenta un $\Delta\sigma$ uguale al particolare n° 7 (Saldatura di testa delle anime a piena penetrazione).

Pertanto per la verifica a fatica nelle sezioni in cui è prevista la giunzione di testa dei conci sono stati utilizzati i particolari n° 4-7.

Per quanto riguarda i coefficienti γ sono stati utilizzati i seguenti valori:

- $\gamma_F = 1$
- $\gamma_{Mf} = 1,35$ (Coeff. di sicurezza per la verifica a fatica)

Nel seguito sono rappresentati in forma grafica i risultati ottenuti e le verifiche effettuate.

Nelle due figure seguenti sono rappresentate le verifiche a fatica.

Su ciascun grafico sono riportate due curve che rappresentano:

- Il diagramma dell' involucro dei $\Delta\sigma$ (in Mpa) dovuti ai cinque veicoli che formano il carico LM2 ($\Delta\sigma_E$).
- Il diagramma dei $\Delta\sigma$ "Resistenti ridotti" ($\Delta\sigma_{R,rid}$) pari al valore dei $\Delta\sigma_D$ riportati nella tabella divisi per il coeff. $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Tale grafico è stato costruito usando come retta di riferimento il valore del particolare n° 1 (presente ad interasse di circa 4-6 m lungo tutto lo sviluppo della struttura) per il quale si ha:

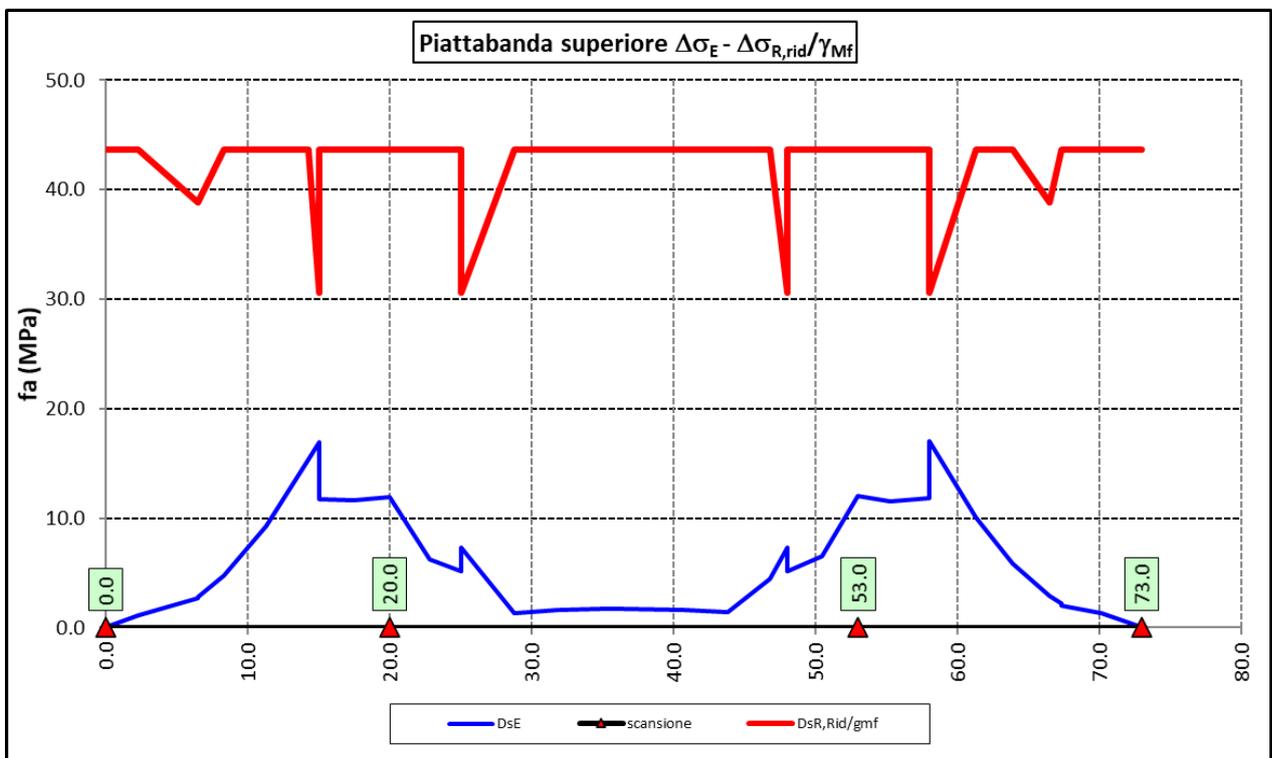
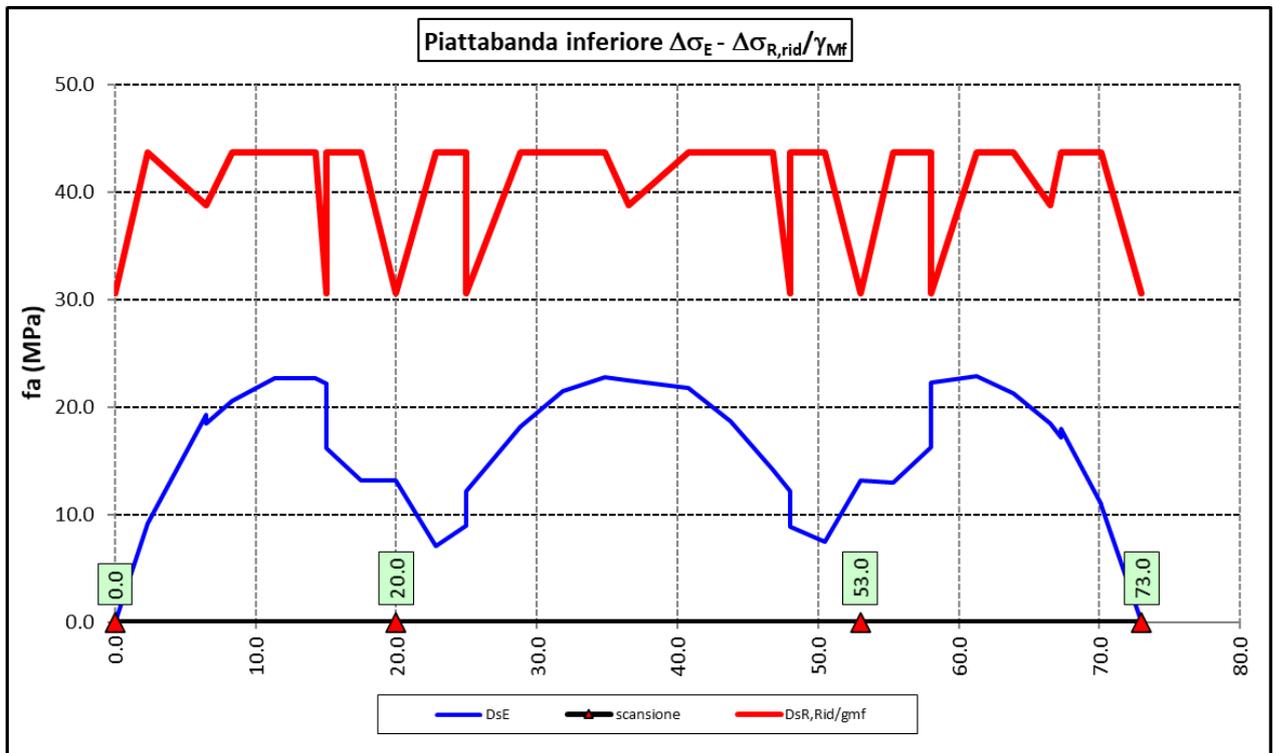
$$\Delta\sigma_{R,rid} = \Delta\sigma_D / 1,35 = 59/1,35 = 43,7 \text{ Mpa.}$$

I "picchi" verso il basso, rispetto a questa retta di riferimento, rappresentano i seguenti particolari:

- Particolare 2 (contropiastra) $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{MF} = 41,3/1,35 = 30,6 \text{ Mpa}$
- Particolare 3 (terminazione impilaggio) $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{MF} = 41,3/1,35 = 30,6 \text{ Mpa}$
- Particolare 7 (saldatura di testa delle anime di spessore non superiore a 25 mm) $\Delta\sigma_{R,rid} / \gamma_{MF} = 52,3/1,35 = 38,8 \text{ Mpa}$

CA316351

Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas



Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

7.3.7 Verifiche SLU delle saldature longitudinali

I cordoni d'angolo delle saldature flangia superiore – anima (fibra C) ed anima – flangia inferiore (fibra B) sono stati verificati agli SLU ed allo stato limite di fatica.

Per quanto attiene le verifiche di resistenza SLU, devono essere rispettate simultaneamente le seguenti condizioni (par. 4.2.8.4):

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Con β_1 e β_2 forniti dalla seguente tabella in funzione del grado di acciaio:

Tabella 4.2.XIV Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

Essendo:

$\tau_{//}$ la tensione tangenziale agente nella sezione di gola parallela all'asse del cordone di saldatura.

n_{\perp} la tensione normale agente nella sezione di gola perpendicolare all'asse del cordone di saldatura;

Nel calcolo della n_{\perp} per il cordone a livello della flangia superiore si tiene conto del peso della soletta, del carico permanente e dell'azione di una ruota dell'asse di carico tandem di schema 1 (Q=150 kN - lunghezza dell'impronta 40 cm), diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Per quanto riguarda la verifica a fatica, è stata condotta una verifica a [vita illimitata](#) secondo il criterio [della vita utile a fatica](#), ipotizzando [conseguenze significative](#) della rottura; ciò conduce ad un coefficiente parziale di sicurezza pari a $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Il valore del delta di tensione tangenziale resistente è definito, tramite l'applicazione del coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} , a partire dal delta di tensione resistente per 2×10^6 cicli (classe del dettaglio $\Delta \tau_C = 80$ MPa), secondo la seguente relazione:

$$\Delta \tau_R = \frac{\Delta \tau_L}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot \Delta \tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{0,457 \cdot 80}{1,35} = 27 \text{ MPa}$$

In allegato si riportano gli esiti delle verifiche effettuate.

La dimensione dei cordoni d'angolo delle saldature è riportata nelle tabelle allegare e negli elaborati grafici.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

7.3.8 Verifiche delle connessioni a pioli

Si adottano pioli tipo Nelson di altezza 220 mm e diametro 22 mm.

La resistenza di calcolo a taglio SLU del singolo connettore, valutata secondo le espressioni di cui al punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 è:

Resistenza dei connettori	Var	unità	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	γ_v		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	220
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	α		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	$P_{RD,a}$	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	$P_{RD,c}$	kN	122.6
Resistenza del piolo SLU ($\min(P_{RD,a}; P_{RD,c})$)	$P_{RD,SLU}$	kN	109.5

Agli SLE si considera la seguente resistenza dei connettori:

Coefficiente Ks	Ks		0.75
Resistenza del piolo SLE ($k_s \times Prd$)	$P_{RD,SLE}$	kN	82.1

Le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo di fatica sono effettuate "a danneggiamento" controllando che sia:

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta compressa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

Con:

$\Delta\tau_{E,2}$ delta di tensione equivalente sul piolo;

$\Delta\tau_C$ valore di riferimento della resistenza a fatica del piolo pari a 90 MPa;

γ_{Ff} fattore di sicurezza parziale sui carichi pari ad 1.0;

$\gamma_{Mf,s}$ fattore di sicurezza parziale sul materiale costituente il piolo posto pari a 1.15.

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta tesa:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \quad \text{controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad \text{controllo sull'interazione fra } \Delta\tau \text{ e } \Delta\sigma$$

Con:

$\Delta\sigma_{E,2}$ intervallo di tensioni agenti sulla piattabanda superiore;

$\Delta\sigma_C$ valore di riferimento della resistenza a fatica della piattabanda superiore pari a **80 MPa**.

Il delta di tensione equivalente sul piolo è pari a:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

con λ_v è il fattore di danneggiamento equivalente per la connessione a pioli e $\Delta\tau$ intervallo di tensioni tangenziali prodotte dal carico da fatica.

Pertanto si ha:

Dati per verifiche a fatica - Danneggiamento equivalente	Var		unità
Classe di resistenza a fatica per pioli (scorrimento)	$\Delta\tau_C$	Mpa	90.0
Classe di resistenza a fatica della piat. Sup. per effetto saldatura pioli	$\Delta\sigma_C$	Mpa	80.0
Coefficiente parziale amplificativo dei carichi	γ_{Ff}		1.00
Coefficiente di resistenza parziale (verifica al danneggiamento)	γ_{Mf}		1.15
Resistenza di calcolo a fatica pioli Dtr_rid	$\Delta\tau_C / (\gamma_{Mf} \times \gamma_l)$	Mpa	78.3
Resistenza di calcolo a piattabanda superiore Dse_rid	$\Delta\sigma_C / (\gamma_{Mf} \times \gamma_l)$	Mpa	69.6

Il calcolo dei fattori lambda e lambda v fornisce i seguenti risultati:

Fattori lambda - Danneggiamento equivalente	Var		unità
tipo di traffico:	percorrenza		lunga
Vita di progetto del ponte	t_{ld}	anni	100
Peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta	Qm1	kN	445
numero	Nobs		5.0E+05
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda 2	λ_2		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_3		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_4		1.00
fattore lambda v 1	λ_{v1}		1.55
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda v 2	λ_{v2}		0.927
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ_{v3}		1.00
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ_{v4}		1.00
fattore lambda v	λ_v		1.437

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Infine, si è tenuto conto delle azioni concentrate alle estremità dovute a ritiro e variazioni termiche.

I connettori sono stati disposti ad interasse costante pari a 200 mm lungo l'asse delle travi principali.

I risultati delle verifiche svolte sono riportati in allegato.

7.4 Verifiche SLE di deformabilità della struttura

E' stato verificato che la somma delle deflessioni dovute ai carichi permanenti fosse inferiore di 1/150 della luce delle campate.

Inoltre, è stato effettuato un controllo delle deflessioni generate in fase di esercizio dai carichi mobili, verificando che queste risultano sempre non maggiori di 1/500 la luce delle campate.

I risultati a delle verifiche svolte sono riepilogati nella seguente tabella:

Nodo	Progr (m)	peso proprio fg1 (m)	permanenti portati fg2 (m)	Ritiro iperstatico fr (m)	Totale permanenti fperm (m)	Luce campate (m) L(m)	1/150 L	Verifica	Carichi mobili - C	Carichi mobili - D	Carichi mobili - F	Carichi mobili	1/500 L	Verifica	Controfreccia teorica fcf-t (m)
1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000
2	2.30	-0.001	0.000	-0.002	-0.003	20.000	-0.133	OK!	-0.002	-0.001	0.000	-0.002	-0.040	OK!	0.003
3	6.50	-0.001	0.000	-0.003	-0.005	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.006
4	8.30	-0.001	0.000	-0.003	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.006
5	11.30	0.000	0.000	-0.003	-0.003	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.004
6	14.30	0.001	0.000	-0.002	0.000	20.000	-0.133	OK!	-0.003	-0.002	0.000	-0.005	-0.040	OK!	0.002
7	15.00	0.002	0.000	-0.002	0.000	20.000	-0.133	OK!	-0.003	-0.001	0.000	-0.004	-0.040	OK!	0.001
8	17.50	0.001	0.000	-0.001	0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.001	-0.001	0.000	-0.002	-0.040	OK!	0.000
9	20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000
10	22.80	-0.004	-0.001	0.001	-0.004	33.000	-0.220	OK!	-0.002	-0.002	0.000	-0.004	-0.066	OK!	0.005
11	25.00	-0.008	-0.002	0.001	-0.008	33.000	-0.220	OK!	-0.005	-0.004	0.000	-0.008	-0.066	OK!	0.010
12	28.80	-0.015	-0.003	0.002	-0.016	33.000	-0.220	OK!	-0.008	-0.006	0.000	-0.015	-0.066	OK!	0.020
13	31.80	-0.020	-0.004	0.002	-0.022	33.000	-0.220	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.018	-0.066	OK!	0.027
14	34.80	-0.023	-0.005	0.003	-0.025	33.000	-0.220	OK!	-0.012	-0.009	0.000	-0.021	-0.066	OK!	0.030
15	36.50	-0.024	-0.005	0.003	-0.026	33.000	-0.220	OK!	-0.012	-0.009	0.000	-0.021	-0.066	OK!	0.031
16	40.80	-0.021	-0.004	0.002	-0.023	33.000	-0.220	OK!	-0.011	-0.008	0.000	-0.019	-0.066	OK!	0.027
17	43.80	-0.016	-0.003	0.002	-0.017	33.000	-0.220	OK!	-0.009	-0.006	0.000	-0.015	-0.066	OK!	0.021
18	46.80	-0.010	-0.002	0.002	-0.011	33.000	-0.220	OK!	-0.006	-0.004	0.000	-0.010	-0.066	OK!	0.013
19	48.00	-0.008	-0.002	0.001	-0.008	33.000	-0.220	OK!	-0.005	-0.003	0.000	-0.008	-0.066	OK!	0.010
20	50.50	-0.003	-0.001	0.001	-0.003	33.000	-0.220	OK!	-0.002	-0.002	0.000	-0.004	-0.066	OK!	0.004
21	53.00	0.000	0.000	0.000	0.000	33.000	-0.220	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.066	OK!	0.000
22	55.30	0.001	0.000	-0.001	0.001	20.000	-0.133	OK!	-0.001	-0.001	0.000	-0.002	-0.040	OK!	0.000
23	58.00	0.002	0.000	-0.002	0.000	20.000	-0.133	OK!	-0.003	-0.001	0.000	-0.004	-0.040	OK!	0.001
24	61.30	0.001	0.000	-0.003	-0.002	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.004
25	63.90	0.000	0.000	-0.003	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.007	-0.040	OK!	0.005
26	66.50	-0.001	0.000	-0.003	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.006	-0.040	OK!	0.006
27	67.30	-0.001	0.000	-0.003	-0.004	20.000	-0.133	OK!	-0.004	-0.002	0.000	-0.005	-0.040	OK!	0.006
28	70.15	-0.001	0.000	-0.002	-0.003	20.000	-0.133	OK!	-0.002	-0.001	0.000	-0.003	-0.040	OK!	0.004
29	73.00	0.000	0.000	0.000	0.000	20.000	-0.133	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.040	OK!	0.000

La figura seguente fornisce evidenza dei risultati ottenuti:

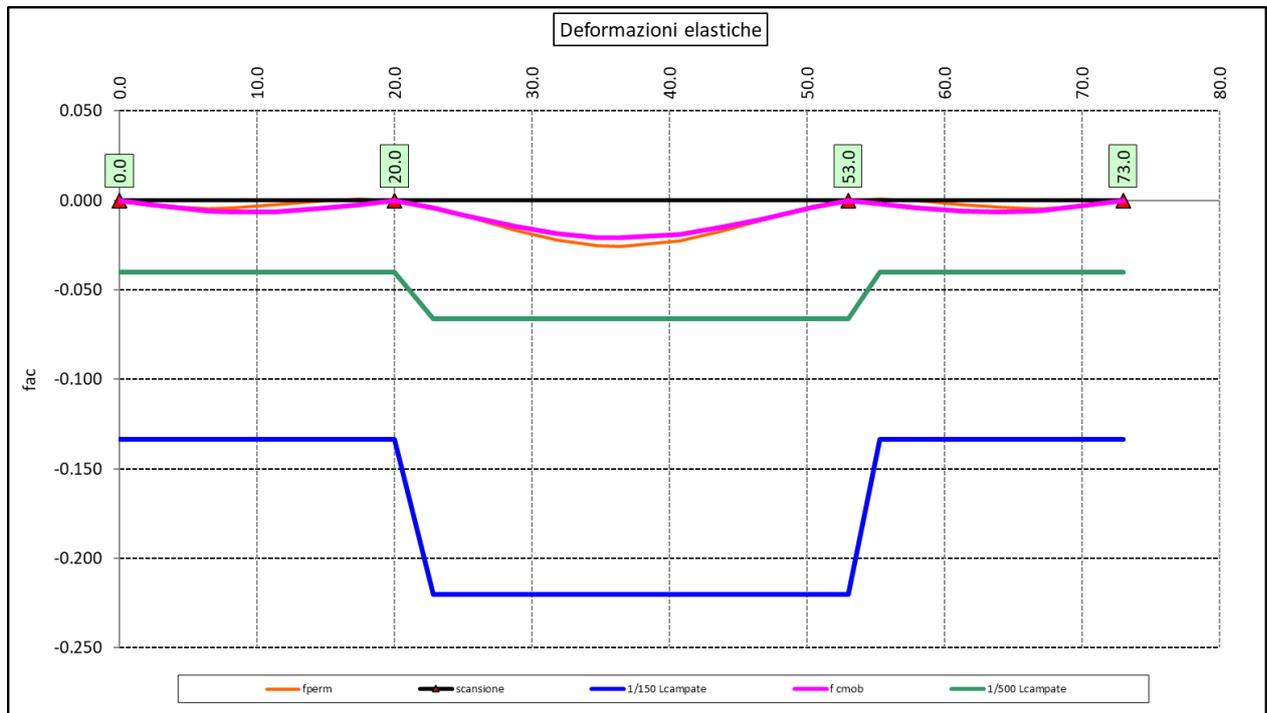


Figura 7.9. Travi principali – Verifiche di deformabilità

Le deflessioni delle travi dovute ai carichi permanenti saranno recuperate mediante opportune contrefreccie di montaggio. La contro freccia teorica f_{Cf} è stabilita pari a:

$$f_{Cf} = f_{G1} + f_{G2} + f_{rit} + 25\% f_{Cmob}$$

essendo:

- f_{G1} : la deflessione dovuta ai pesi propri;
- f_{G2} : la deflessione dovuta ai permanenti portati;
- f_{rit} : la deflessione dovuta al ritiro iperstatico;
- f_{Cmob} : la deflessione dovuta ai carichi mobili.

La figura seguente riporta l'andamento della contro freccia teorica in base alla quale sarà costruita la contrefreccia di montaggio:

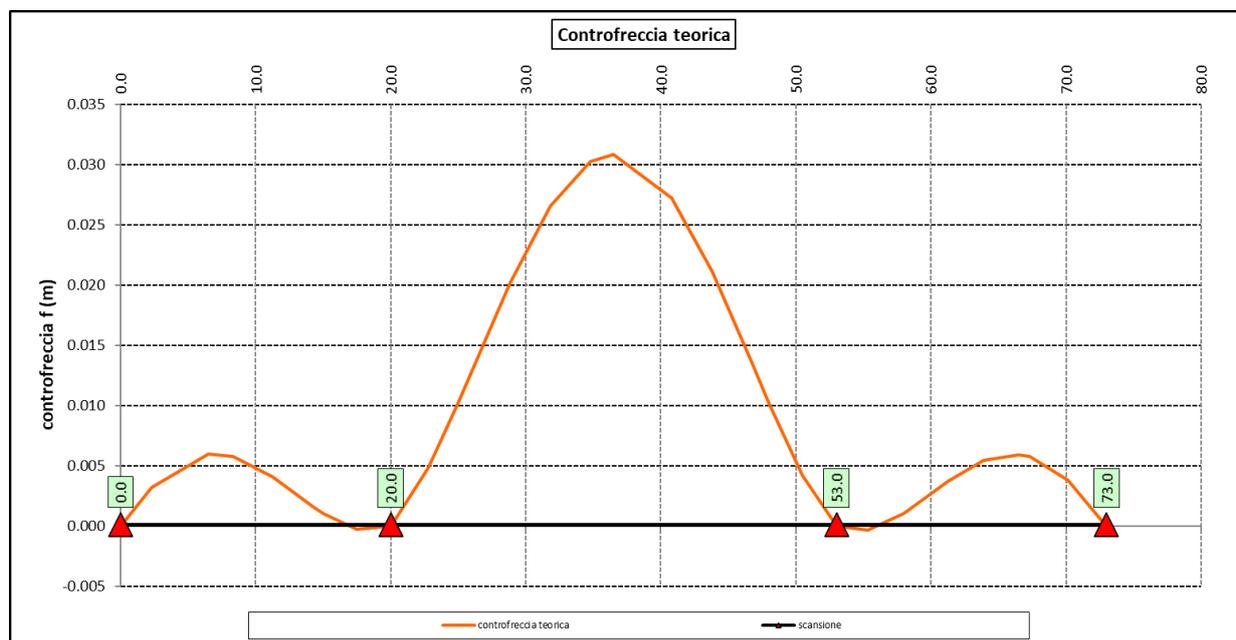


Figura 7.10. Travi principali – controfreccia teorica

7.5 Verifica della Soletta in c.a.

Si prevede che il getto della soletta avvenga su predalle di altezza pari a 7 cm tessute in direzione trasversale all'asse dell'impalcato ed appoggiate sulle ali superiori delle travi principali.

Il getto della soletta dovrà tassativamente avvenire in due fasi in direzione trasversale:

3. dapprima si eseguirà il getto della soletta nella parte centrale compresa tra le due travi principali, comprendendo il getto degli sbalzi per 1.00 m dall'asse delle travi. I suddetti getti avverranno secondo questa successione:
 - a. getto di due fasce di larghezza pari a 2.00 m a cavallo delle travi principali;
 - b. completamento del getto delle campate comprese tra le travi principali.
 N.B. non è richiesta alcuna maturazione dei getti nel passaggio tra la fase 1a e la fase 1b.
4. successivamente avverrà il completamento della soletta con il getto delle zone rimanenti degli sbalzi. Il getto di seconda fase potrà avvenire solo dopo che il getto di prima fase avrà raggiunto la resistenza di 25 Mpa.

Infine si provvederà a realizzare il getto dei cordoli.

In direzione longitudinale i getti andranno effettuati dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti delle zone a cavallo delle pile.

7.5.1 Verifica delle predalles in fase di autoportanza

Le predalle, di larghezza pari a 2.40 m, saranno armate con tralicci di tipo HD Baustrada 12/16/10 h=195 mm posti ad interasse corrente di 40 cm (n.6 tralicci). Sulla campata interna saranno disposti ulteriori 5 tralicci di rinforzo per ciascuna predalla.

In fase di calcolo è stato considerato un sovraccarico accidentale dovuto ai mezzi d'opera pari a 0.75 kN/m².

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Le predalle sono interrotte in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi principali per consentire l'alloggiamento dei connettori.

La verifica delle sezioni viene effettuata in mezzeria per la campata interna ed in corrispondenza dell'incastro dello sbalzo.

In accordo alle fasi di getto, si considerano 3 schemi di carico:

4. Peso proprio predalla + getto in corrispondenza della campata interna + peso dei mezzi d'opera posizionati in corrispondenza della campata interna compresa tra le travi metalliche. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione di mezzeria (massimo momento positivo). A favore di sicurezza si trascura il contributo stabilizzante offerto dal peso dei getti di completamento sugli sbalzi eseguiti in fase 1a.
5. Peso proprio predalla + getto dello sbalzo per 1.00 m dall'asse della trave principale + peso dei mezzi d'opera su tutta la lunghezza dello sbalzo. Si verifica il traliccio in corrispondenza dell'incastro dello sbalzo.
6. Peso proprio predalla e della veletta di bordo + peso completamento del getto dello sbalzo + peso dei mezzi d'opera. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione a 1.00 m dall'asse della trave di bordo.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo e verifica e successivamente i risultati delle verifiche effettuate per il caso in esame.

7.5.1.1 Criteri di calcolo e verifica

Gli sforzi normali massimi di trazione/compressione N_{Ed} , agenti sui correnti dei tralici per verifiche SLU di resistenza a trazione e instabilità a compressione, sono determinati dividendo il momento flettente di calcolo agli SLU per il braccio delle forze interne h_u , pari alla distanza verticale tra il corrente superiore e inferiore.

Gli sforzi normali massimi di compressione agenti sulle diagonali dei tralici si ottengono dividendo il massimo taglio di calcolo V_{max} nella sezione considerata, per il seno dell'angolo α , formato dalla diagonale con l'asse dei correnti nel piano longitudinale, e per il coseno dell'angolo β , formato dalla diagonale con l'asse verticale nel piano trasversale.

Verifica di resistenza dei correnti tesi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ dei correnti tesi è pari a:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo:

A_s l'area totale dei correnti tesi;
 f_{yk} la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;
 γ_M è il coefficiente di sicurezza pari a 1.15 per acciaio B450C.

Verifica all'instabilità dei correnti compressi

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ delle aste compresse dei tralicci è stata valutata in accordo al paragrafo §4.2.4.1.3.1 delle NTC2018:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

Essendo:

A_s l'area totale dei correnti compressi;

f_{yk} la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;

γ_M è il coefficiente di sicurezza pari a **1.15** per acciaio **B450C**.

χ il coefficiente di riduzione dello sforzo normale a compressione fornito dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

dove:

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} + 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

α è il fattore di imperfezione assunto pari a **0.49** in accordo alla tab. Tab 4.2.VI;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$$

è la snellezza adimensionale;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_0^2}$$

è il carico critico euleriano, dipendente dalle proprietà della sezione lorda e dalla

lunghezza libera di inflessione dell'asta $L_0 = \beta L$;

$\beta = 1.0$ nel caso dei correnti e $\beta = 0.9$ nel caso delle diagonali dei tralicci.

L è la lunghezza dell'asta; nel caso dei correnti è pari alla distanza che intercorre tra due successivi nodi dei tralicci in direzione longitudinale, mentre nel caso delle diagonali è pari alla lunghezza effettiva della diagonale.

7.5.1.2 Verifica della predalla in mezzeria della campata tra le travi

A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralicci.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.	Var	unità				
Interasse tra le travi	it	mm	4875			
Lunghezza dello sbalzo sx rispetto ad asse trave	Ls_sx	mm	2625			
Larghezza asola sulla piattabanda superiore sx	Bas_sx	mm	540			
Distanza tra asse trave sx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	310			
Lunghezza dello sbalzo dx rispetto ad asse trave	Ls_dx	mm	0			
Larghezza asola sulla piattabanda superiore dx	Bas_dx	mm	0			
Distanza tra asse trave dx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	540			
Altezza complessiva soletta in campata - per carichi	hs1c	mm	310			
Altezza complessiva soletta in campata - per verifiche	hs2	mm	310			
Luce di calcolo della predalla in campata	ls	mm	4025			
DATI PERMANENTI PORTATI						
DATI GEOMETRICI PREDALLE						
n. tralicci per dalla	nt		11			
altezza traliccio	ht	mm	195			
Sezione corrente	n	ϕ	A	At	di	I
		mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralicci	1	16	201	2212	227	35387
Armatura inferiore tralicci	2	12	226	2488	46	22393
Armatura inferiore nella dalla	0	0		0	40	0
spessore predalla in agli sbalzi per carichi		mm	70			
spessore predalla in campata per carichi		mm	70			
spessore predalla in campata per verifiche		mm	70			
larghezza predalla		mm	2400			

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI COMPLETAMENTO

ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio predalla agli sbalzi	g1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla in campata	g1b	2.40	0.070	25.0		4.20
peso proprio getto di completamento	g1c	2.40	0.240	25.0		14.40
peso mezzi d'opera	q	2.40			0.75	1.80

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità	
Reazione all'appoggio sx - permanenti	RA-p	kN	51.64	
ascissa taglio nullo	x_V(0)	m	2.24	
Momento massimo in campata - permanenti	Mmax_p	kNm	29.48	
Momento massimo in campata - accidentali	Mmax_q	kNm	3.65	
Taglio massimo all'appoggio - permanenti	Vmax_p	kN	41.75	
Taglio massimo all'appoggio - accidentali	Vmax_q	kN	3.62	
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30	
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50	
Verifiche SLU - Momento flettente in mezzera	Mmax	kNm	43.8	
Verifiche SLU - Taglio massimo all'appoggio	Vmax	kNm	59.7	

VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI		Var	unità	
altezza del traliccio	ht	m	0.181	
Momento flettente	Mmax	kNm	43.79	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	61.1	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	12.5	
Sforzo massimo nei correnti	Nmax1	kN	241.9	

Verifica dei correnti compressi		Var	unità	cor traliccio
n. correnti	nc		11	
Diametro corrente compresso	ϕ	mm	16	
Area corrente compresso	A	mmq	201	
Momento d'inerzia corrente compresso	Ix	mm4	3217	
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0040	
Lunghezza libera d'inflexione	L0	m	0.20	
coefficiente beta	β		1.00	
snellezza	λ		50.0	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	166690	
snellezza adimensionale	λ_{-}		0.74	
fattore di imperfezione alpha	α		0.49	
coefficiente Φ	Φ		0.90	
coefficiente χ	χ		0.70	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	607	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.40	< 1.0

Verifica dei correnti tesi		Var	unità	inferiori
A correnti	A	mmq	2488	
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	974	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.25	< 1.0

VERIFICA DIAGONALI				
altezza del traliccio	ht	m	0.181	
n. diagonali	nd		22	
Taglio massimo	Vmax	kN	59.71	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	61.1	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	12.5	
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	69.9	

Diametro diagonale	ϕ	mm	10.0	
Area diagonale	A	mmq	79	
Momento d'inerzia diagonale	Ix	mm4	491	
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025	
Lunghezza libera d'inflexione	L0	m	0.21	
coefficiente beta	β		0.90	
snellezza	λ		76.2	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	28006	
snellezza adimensionale	λ_{-}		1.12	
fattore di imperfezione alpha	α		0.49	
coefficiente Φ	Φ		1.36	
coefficiente χ	χ		0.47	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	319	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.22	< 1.0

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei tralicci sono soddisfatte.

7.5.1.3 Verifica della predalle tralicciate in corrispondenza degli sbalzi

Il calcolo viene svolto in due fasi, la prima corrisponde al getto della prima parte dello sbalzo, la seconda al getto di completamento. A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature integrative disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralicci. La verifica è relativa allo sbalzo di luce maggiore:

DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.		Var	unità				
Altezza complessiva soletta alla estremità inc. sbalzo	hss1	mm	310				
Altezza complessiva soletta alla estremità libera sbalzo	hss2	mm	310				
Luce dello sbalzo rispetto all'asse della trave	ls	mm	2625				
Inclinazione del getto in opera - intradosso	incl		0.000				
Larghezza asola sulla piattabanda superiore	Lasol	mm	540				
Distanza tra asse trave e asse appoggio predalla	Dap	mm	310				
Estensione del getto di prima fase dall'asse della trave	Lg1	mm	1000				
DATI GEOMETRICI PREDALLE		Var	unità				
n. tralicci per dalla	nt		6				
altezza traliccio all'incastro	ht	mm	195				
Sezione corrente		n	ϕ	A	At	di	I
			mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralicci	1	16	201	1206	227	19302	
Armatura inferiore tralicci	2	12	226	1357	46	12215	
Armatura di rinforzo nella dalla	0	0		0	40	0	
Altezza complessiva predalla alla estremità libera		mm	70				
Altezza complessiva predalla alla estremità inc. sbalzo		mm	70				
larghezza lastra		mm	2400				
coefficiente di omogeneizzazione			10				
Area lastra		mm2	16800				
Caratteristiche geometrico-inerziali		Var	unità				
Area totale	At	mm2	19364				
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm3	924276				
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	48				
Momento d'inerzia dalla tralicciata	It	mm4	48388114				
Sezione asolata d'estremità		n	ϕ	A	At	di	I
			mm	mmq	mmq	mm	mm4
Armatura superiore tralicci	1	16	201	1206	227	19302	
Armatura inferiore tralicci	2	12	226	1357	46	12215	
Caratteristiche geometrico-inerziali		Var	unità				
Area totale	At	mm2	2564				
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm3	336276				
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	131				
Momento d'inerzia	It	mm4	20954896				

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI PRIMA FASE						
ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio dalla (costante)	g1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla (variabile)	g1b	2.40	0.00	25.0		0.00
peso proprio getto di completamento (costante)	g1c	2.40	0.24	25.0		14.40
peso proprio getto di completamento (variabile)	g1d	2.40	0.00	25.0		0.00
peso mezzi d'opera	p3	2.40			0.75	1.80
		B (m)	H (m)	L (m)	p (kN/ml)	P (kN)
peso della veletta	P4	2.40			2.00	4.80
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità			
Momento massimo all'incastro - permanenti	Mmax-p	kNm	25.79			
Momento massimo all'incastro - accidentali	Mmax-q	kNm	4.82			
Taglio massimo - permanenti	Vmax-p	kN	24.46			
Taglio massimo - accidentali	Vmax-q	kN	4.17			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50			
Verifiche SLU - Momento flettente all'incastro	Mmax	kNm	40.8			
Verifiche SLU - Taglio massimo all'incastro	Vmax	kNm	38.0			
VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI		Var	unità			
altezza del traliccio all'incastro	ht	m	0.177			
Momento flettente	Mmax	kNm	40.77			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	60.5			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	9.6			
Sforzo massimo nei correnti del traliccio	Nmax	kN	230.3			
Verifica dei correnti compressi in corrispondenza asoli:	Var	unità	cor traliccio	in		
Sforzo normale nei correnti inferiori	Nmax_i	kN	230			
n. correnti	nc		12			
Diametro corrente compresso	ϕ	mm	12			
Area corrente compresso	A	mmq	113			
Momento d'inerzia corrente compresso	I	mm ⁴	1018			
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0030			
Lunghezza libera d'inflexione	L0	m	0.20			
coefficiente beta	β		1.00			
snellezza	λ		67			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	52742			
snellezza adimensionale	λ_*		0.98			
fattore di imperfezione alpha	α		0.49			
coefficiente Φ	Φ		1.17			
coefficiente χ	χ		0.55			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	292			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.79	< 1.0		
Verifica dei correnti compressi (sezione corrente)	Var	unità	inferiori			
A correnti	A	mmq	1357			
Resistenza a compressione dell'armatura compressa	Nc,Rd	kN	531			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.43	< 1.0		
Verifica dei correnti tesi	Var	unità	superiori			
A correnti	A	mmq	1206			
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	472			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.49	< 1.0		

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

VERIFICA DIAGONALI

altezza del traliccio	ht	m	0.181	
n. diagonali	nd		12	
Taglio massimo	Vmax	kN	38.05	
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	60.5	
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	9.6	
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	44.3	
Diametro diagonale	ϕ	mm	10	
Area diagonale	A	mmq	79	
Momento d'inerzia diagonale	I	mm4	491	
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025	
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.21	
coefficiente beta	β		0.90	
snellezza	λ		76	
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	28251	
snellezza adimensionale	$\lambda_{\bar{}}$		1.12	
fattore di imperfezione alpha	α		0.49	
coefficiente Φ	Φ		1.35	
coefficiente χ	χ		0.47	
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	175	
coefficiente di utilizzo	c.u		0.25	< 1.0

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

FASE 1 - GETTO DI SECONDA FASE						
ANALISI DEI CARICHI		B	H	γ	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio dalla (costante)	p1a	2.40	0.07	25.0		4.20
peso proprio predalla (variabile)	p1b	2.40	0.0	25.0		0.00
peso proprio getto di completamento (costante)	p2a	2.40	0.24	25.0		14.40
peso proprio getto di completamento (variabile)	p2b	2.40	0.00	25.0		0.00
peso mezzi d'opera	p3	2.40			0.75	1.80
		B (m)	H (m)	L (m)	p (kN/ml)	P (kN)
peso della veletta	P4	2.40			2.00	4.80
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		Var	unità			
Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase - permanenti	Mmax-p	kNm	32.36			
Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase - accidentali	Mmax-q	kNm	2.38			
Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase - permanenti	Vmax-p	kN	35.03			
Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase - accidentali	Vmax-q	kN	2.93			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	γ_g		1.30			
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	γ_q		1.50			
Verifiche SLU - Momento massimo all'estremità del getto di 2° fase	Mmax1	kNm	45.63			
Verifiche SLU - Taglio massimo all'estremità del getto di 2° fase	Vmax1	kN	49.92			
VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI ALL'ESTREMITA' DEL GETTO		Var	unità			
altezza del traliccio	ht	m	0.191			
Momento flettente	Mmax	kNm	45.63			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	62.4			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	8.9			
Sforzo massimo nei correnti del traliccio	Nmax	kN	238.9			
Verifica dei correnti tesi		Var	unità	superiori		
A correnti	A	mmq	1206			
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	472			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.51	< 1.0		
VERIFICA DIAGONALI		Var	unità			
altezza del traliccio	ht	m	0.191			
n. diagonali	nd		12			
Taglio massimo	Vmax	kN	49.92			
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	62.4			
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	8.9			
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	57.0			
Diametro diagonale	ϕ	mm	10			
Area diagonale	A	mmq	79			
Momento d'inerzia diagonale	I	mm4	491			
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0025			
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.22			
coefficiente beta	β		0.90			
snellezza	λ		78.6			
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	26372			
snellezza adimensionale	λ_{-}		1.16			
fattore di imperfezione alpha	α		0.49			
coefficiente Φ	Φ		1.40			
coefficiente χ	χ		0.45			
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	168			
coefficiente di utilizzo	c.u		0.34	< 1.0		

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei trallicci sono soddisfatte.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

7.5.2 Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in esercizio sono state determinate attraverso un calcolo agli elementi finiti (SAP2000P), in cui la soletta è schematizzata con elementi SHELL.

L'altezza degli elementi shell è pari a 31 cm.

Per tenere conto della altezza effettivamente collaborante in direzione longitudinale, pari a 24 cm, sono state opportunamente ridotte le rigidità flessionali e taglianti in questa direzione secondo i seguenti rapporti:

$$\text{fac_r_llong} = t^3 / t_t^3 = 0.24^3 / 0.31^3 = 0.464$$

$$\text{fac_r_Along} = t_l / t_t = 0.24 / 0.31 = 0.77$$

La soletta è semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi principali.

La figura seguente illustra il modello utilizzato per il calcolo della soletta dell'impalcato tre travi:

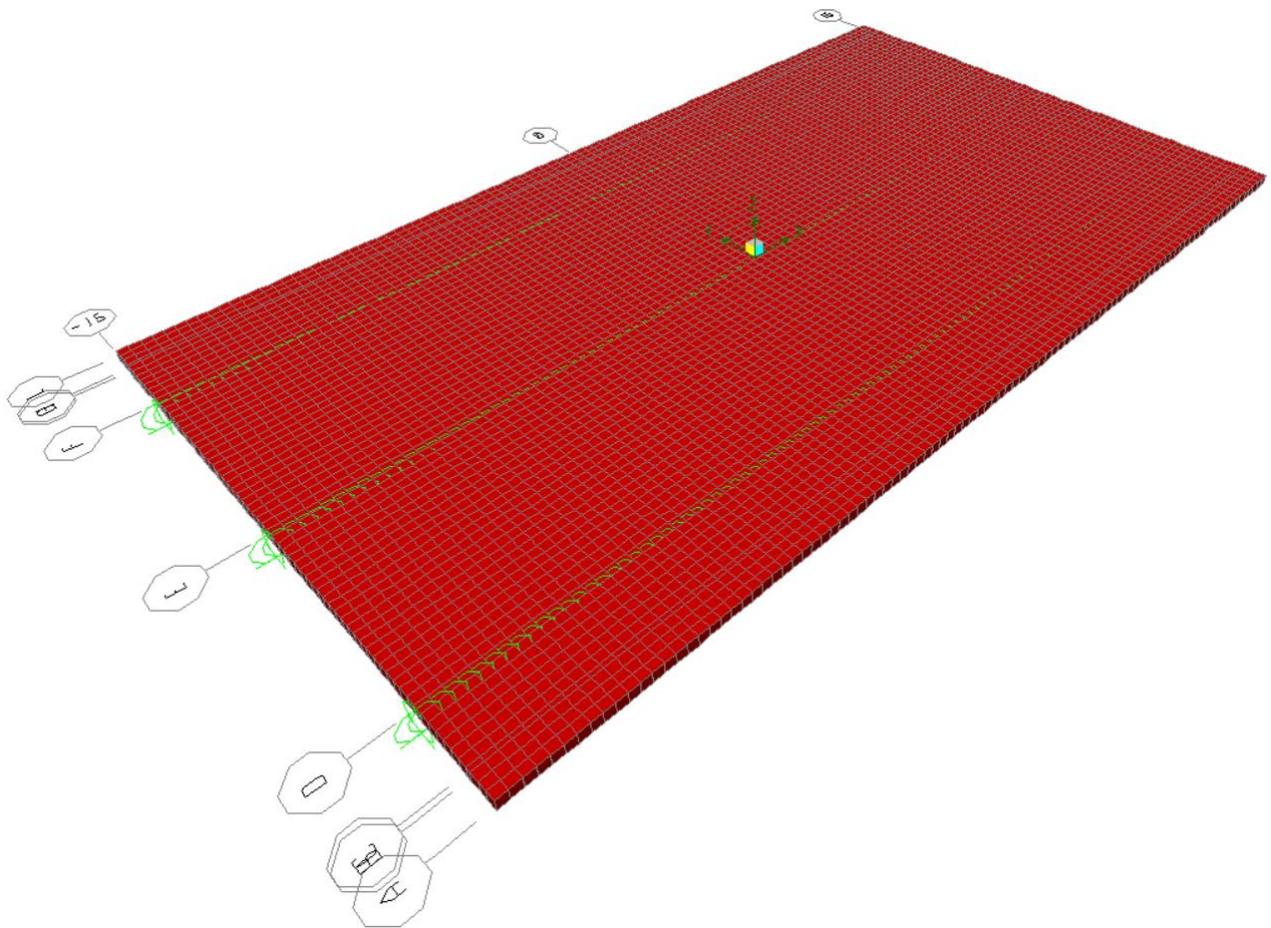


Figura 7.11 Modello di calcolo soletta con tre travi principali – vista estrusa del modello agli elementi finiti

7.5.2.1 Analisi dei carichi agenti sulla soletta

I carichi di progetto considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta $25.0 \times 0.31 = 7.75$ kNm⁻²
- peso proprio di ciascuno dei cordoli $25.0 \times 0.20 = 5.00$ kNm⁻²
- peso della pavimentazione stradale = 3.00 kNm⁻²
- peso di ciascuna rete di protezione = 0.50 kNm⁻¹
- peso tubazioni smaltimento acque di piattaforma = 1.50 kNm⁻¹
- peso di ciascuna veletta di bordo e carter metallico = 2.90 kNm⁻¹

I carichi mobili Q_{1k} e q_{1k} (schema di carico 1 di cui al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018) sono disposti come da schemi successivi in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Le sollecitazioni sono state determinate per le seguenti disposizioni longitudinali dei carichi tandem:

- carichi disposti nella generica sezione corrente dell'impalcato;
- carichi disposti in prossimità della testata dell'impalcato.

Per ognuna di tali disposizioni i carichi sono stati disposti trasversalmente sull'impalcato nelle configurazioni di carico illustrate nelle figure seguenti:

Impalcato tre travi

Configurazione di carico A

- Condizione Q1CA: Carichi concentrati
- Condizione Q1DA: Carichi distribuiti

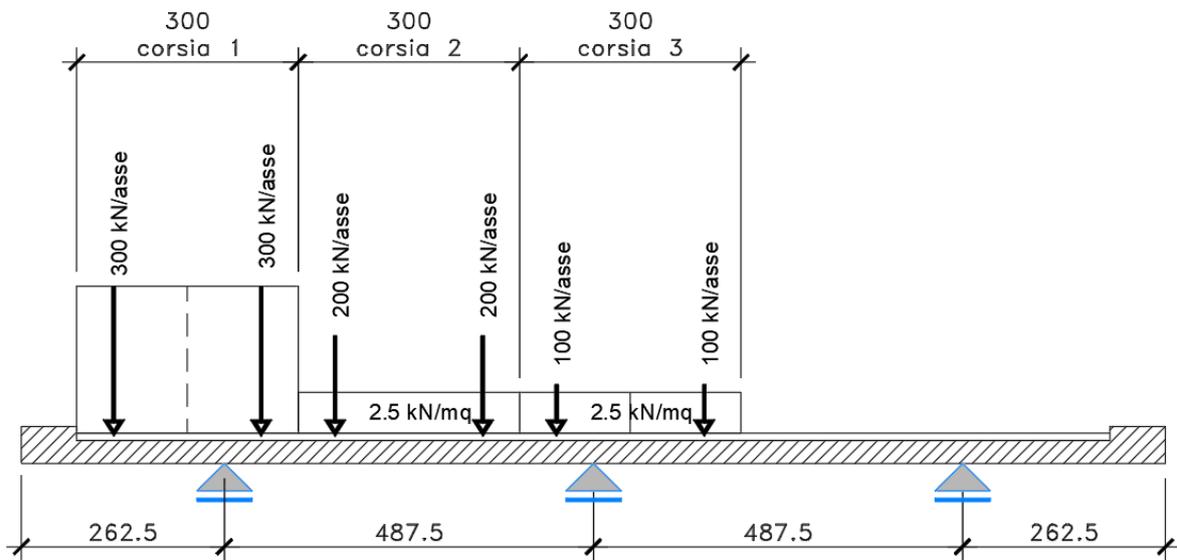


Figura 7.12 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione A

Configurazione di carico B

- Condizione Q1CB: Carichi concentrati
- Condizione Q1DB: Carichi distribuiti

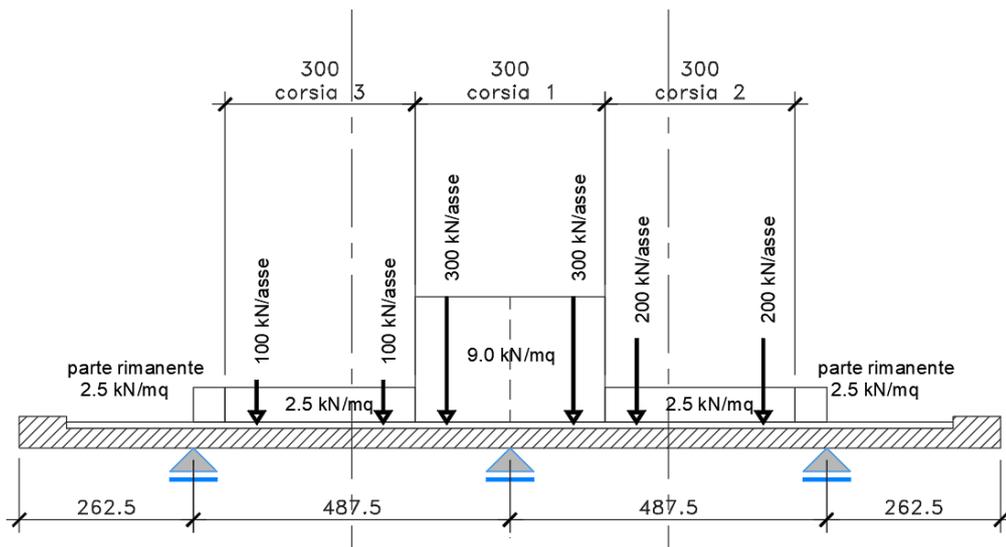


Figura 7.13 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione B

Configurazione di carico C

- Condizione Q1CC: Carichi concentrati
- Condizione Q1DC: Carichi distribuiti

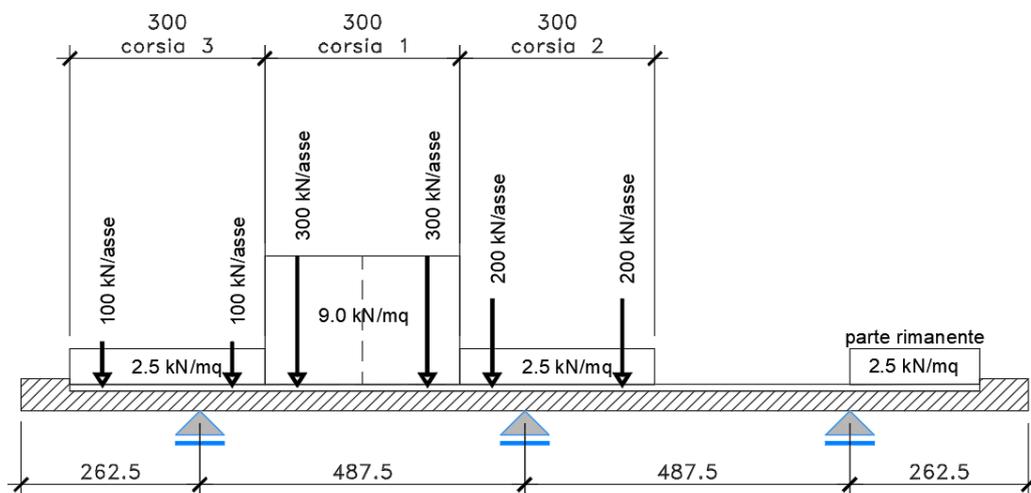


Figura 7.14 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione C

Configurazione di carico D

- Condizione Q1CD: Carichi concentrati
- Condizione Q1DD: Carichi distribuiti

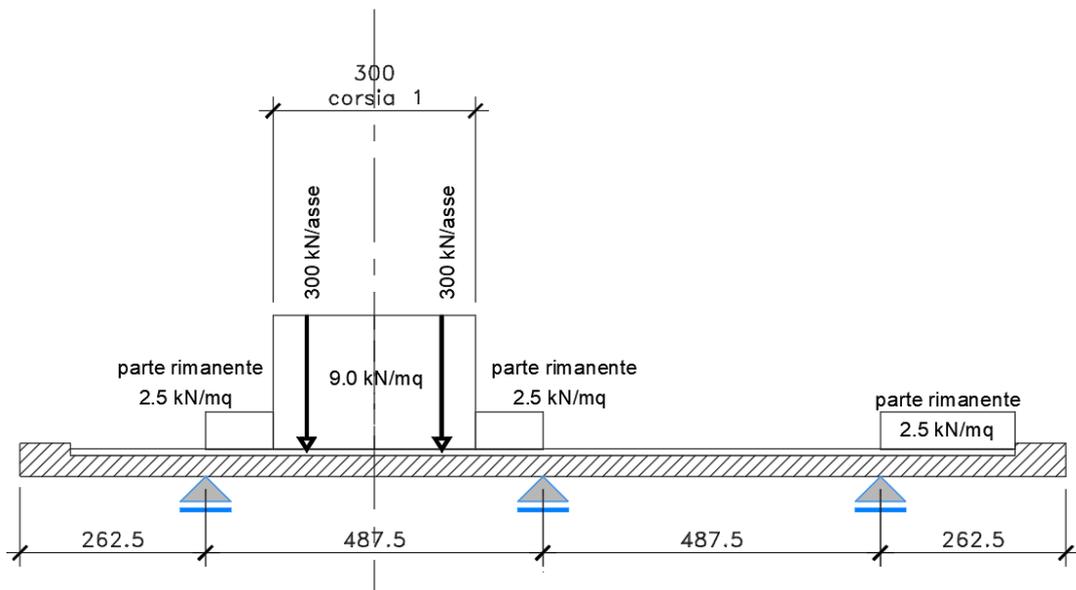
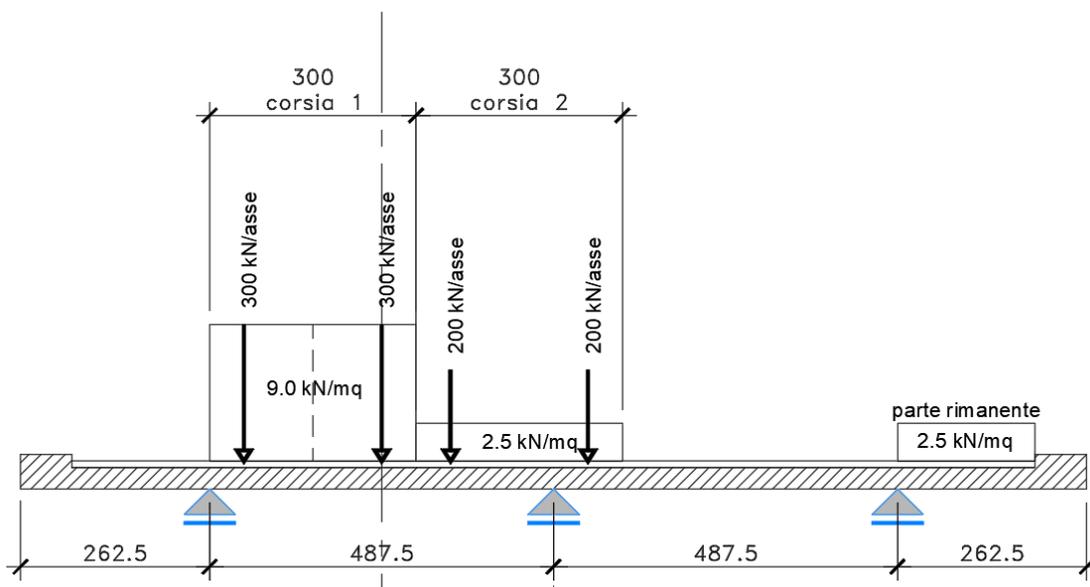


Figura 7.15 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione D

Configurazione di carico E

- Condizione Q1CE: Carichi concentrati
- Condizione Q1DE: Carichi distribuiti



S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Figura 7.16 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione E

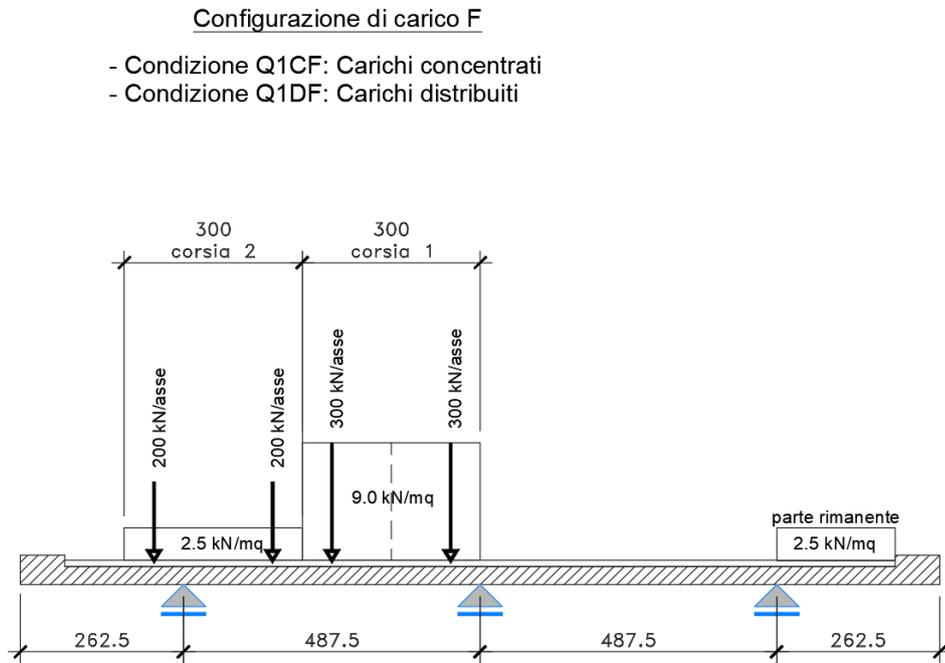


Figura 7.17 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione F

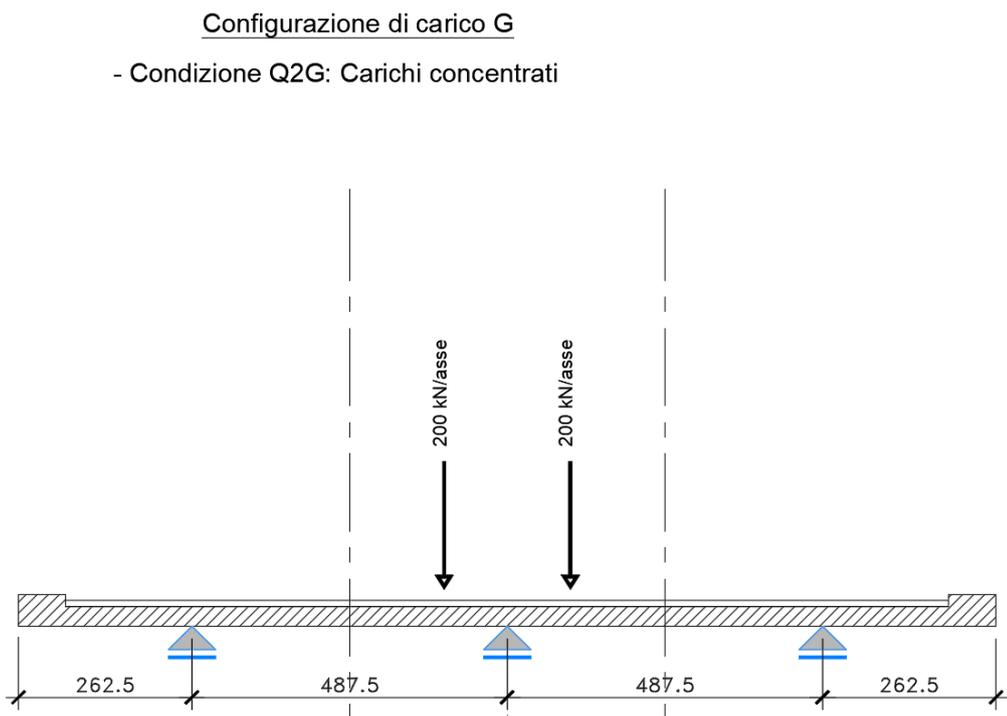


Figura 7.18 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione G

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Configurazione di carico H

- Condizione Q2H: Carichi concentrati

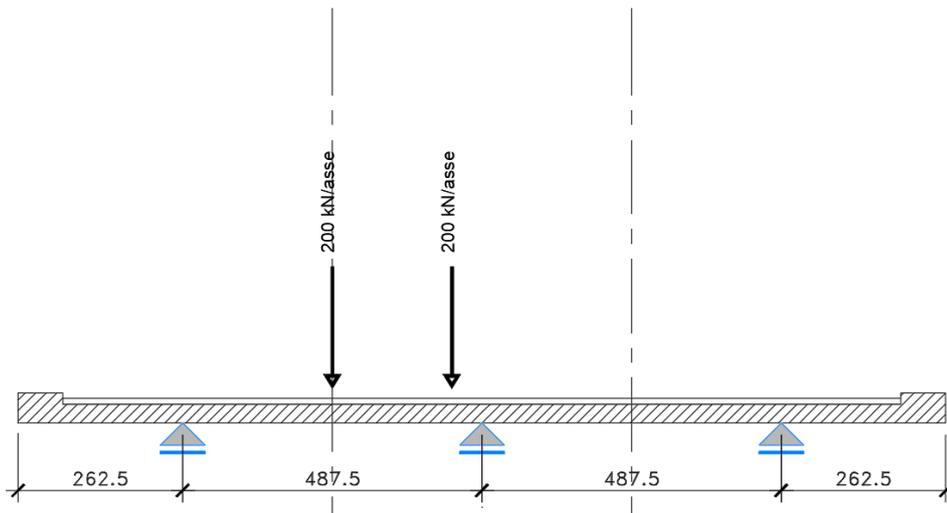


Figura 7.19 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione H

Configurazione di carico I

- Condizione Q2I: Carichi concentrati

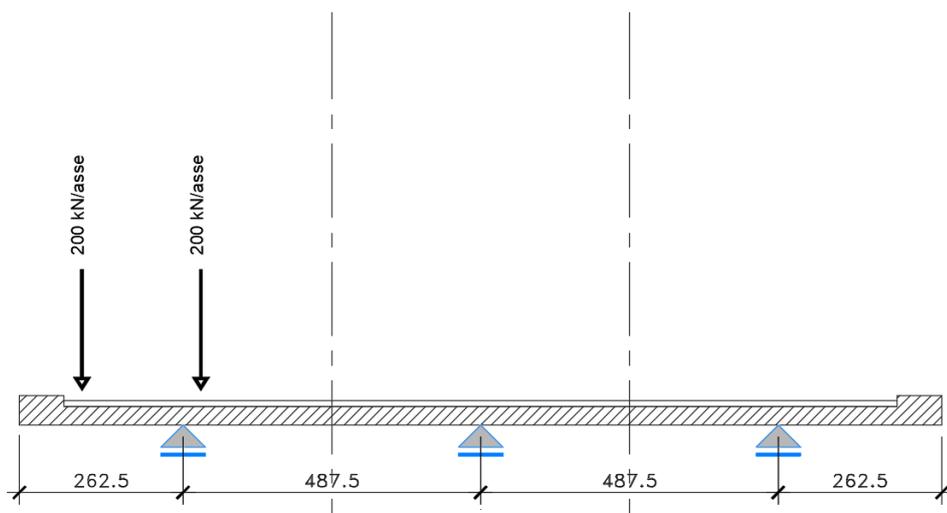


Figura 7.20 Disposizione trasversale dei carichi mobili – Tre travi - Configurazione I

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

In accordo a quanto prescritto al paragrafo 5.1.3.4 delle NTC 2018 i carichi mobili applicati in corrispondenza della testata sono stati amplificati attraverso un coefficiente dinamico addizionale per tener conto delle discontinuità strutturali rappresentate dai giunti di dilatazione. Detto coefficiente è pari a **1.3** secondo quanto indicato al 4.3.3 degli Eurocodici (EC1 – Parte 2).

In entrambi i casi è stata considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alle forze orizzontali d'urto esercitate dal veicolo in svio, esplicitate al par. 5.2.11, agenti alla quota di **1 m** sopra il piano stradale (LOAD Q8), è associato un carico verticale isolato costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia come prescritto ai paragrafi 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

7.5.2.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

Inviluppo delle condizioni di carico relative alle Azioni variabili da traffico:

- | | |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ENVEMOB1 | che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali unitari; |
| ENVEMOB2 | che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali pari a 0.75 per i carichi concentrati e a 0.40 per i carichi distribuiti. |

Combinazioni per verifiche SLU:

- $SLU1 = 1.35 \times G1 + 1.35 \times G2 + 1.35 \times ENVEMOB1$;
- $SLU2 = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times Q2E + 1.0 \times Q8$;

L'inviluppo delle suddette combinazioni è determinato con la combinazione:

- ENVESLU;

Combinazioni per verifiche SLE-RARA:

$$ENVSLER = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB1$$

Combinazioni per verifiche SLE-FREQUENTE:

$$ENVSLEF = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB2$$

Combinazioni per verifiche SLE-QUASI PERMANENTE:

$$SLE-QP = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2$$

7.5.2.3 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche di resistenza e fessurazione

Le figure seguenti illustrano le mappe delle caratteristiche della sollecitazioni per verifiche SLU ed SLE:

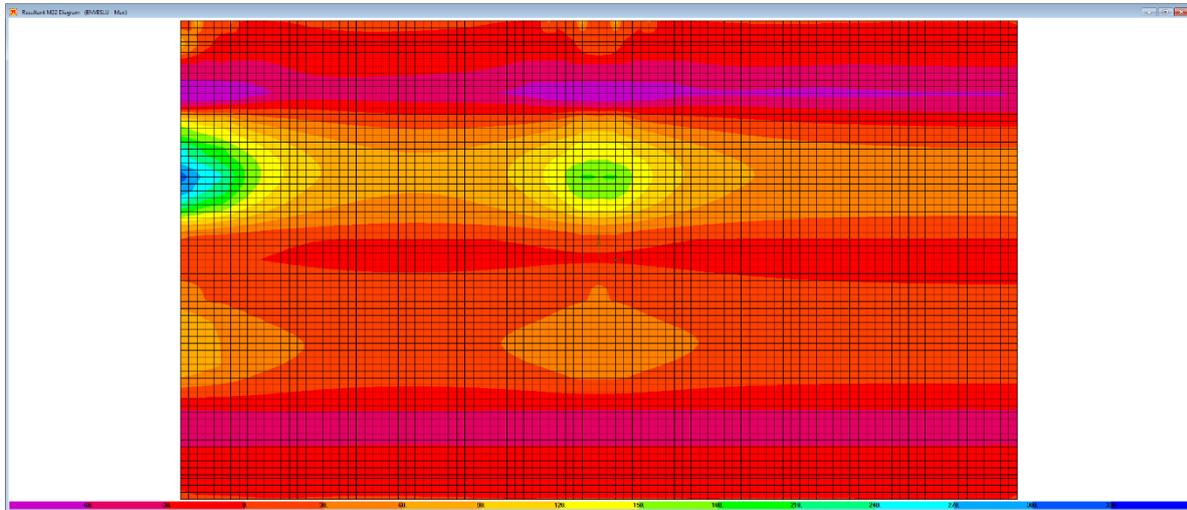


Figura 7.21. Combinazione ENESLU – Tre travi - M22 max

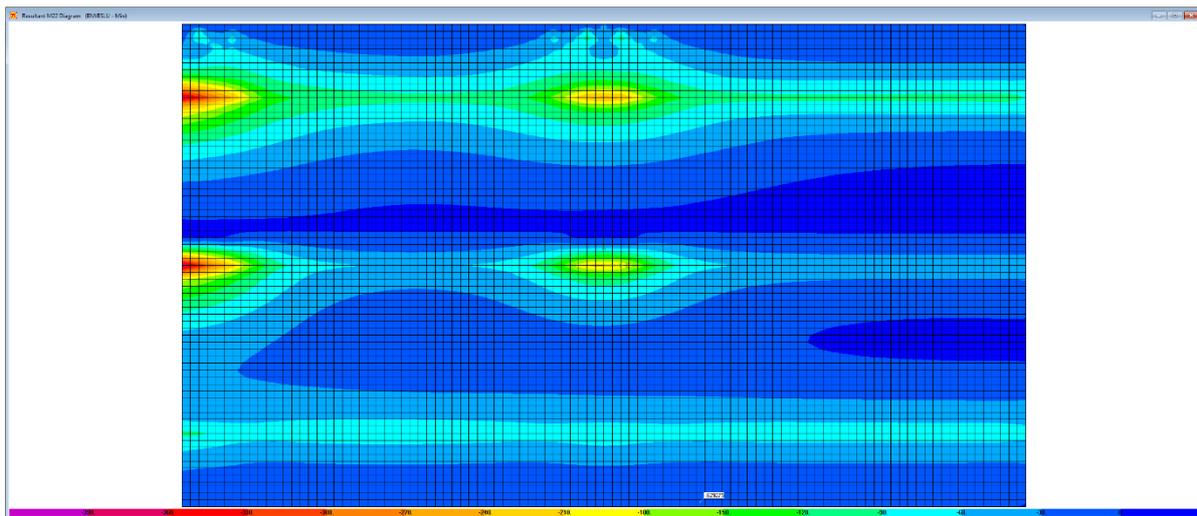


Figura 7.22. Combinazione ENESLU – Tre travi - M22 min

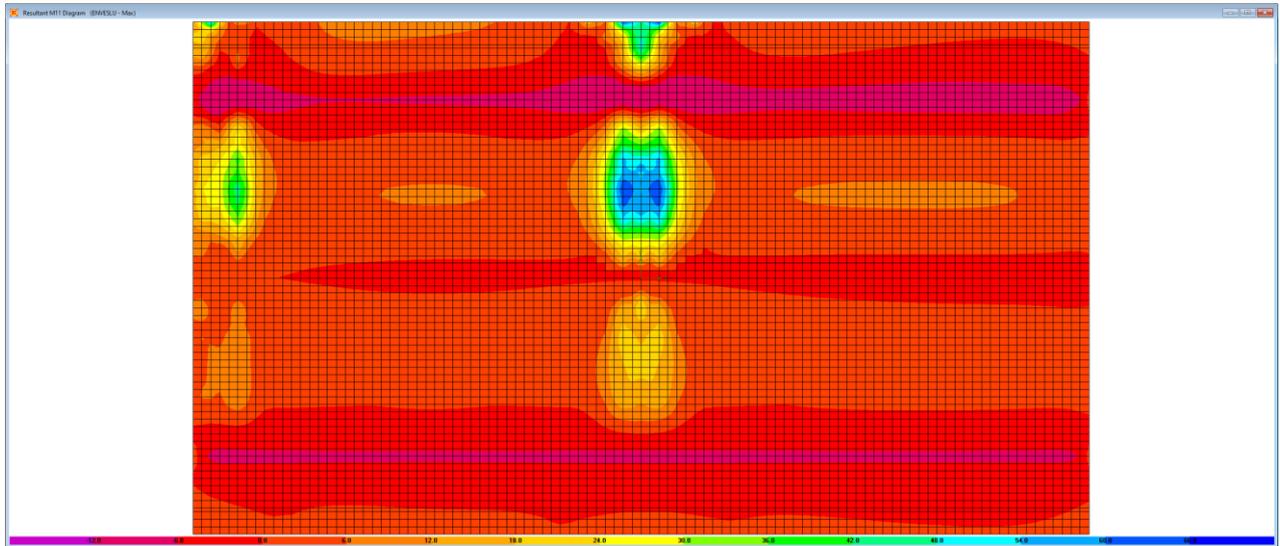


Figura 7.23. Combinazione ENVESLU – Tre travi – M11 max

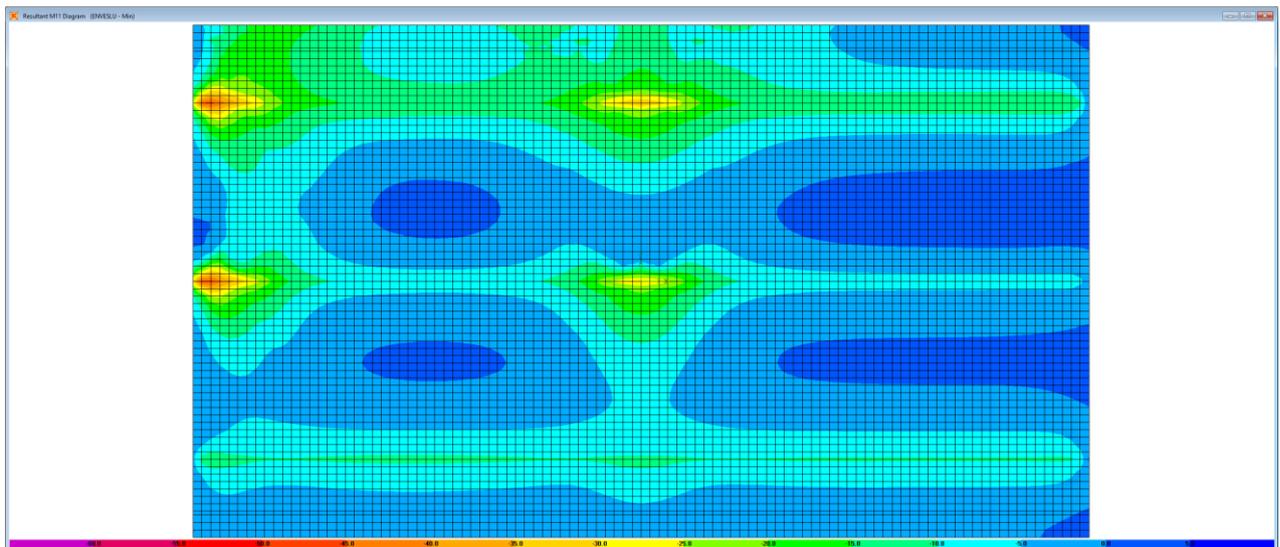


Figura 7.24. Combinazione ENVESLU – Tre travi – M11 min

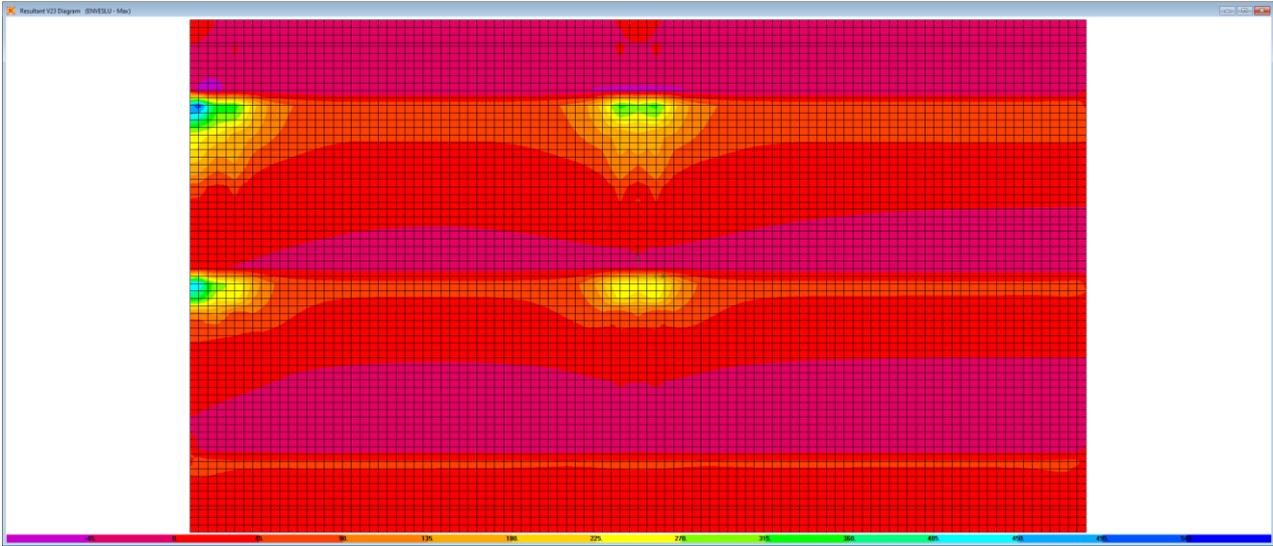


Figura 7.25. Combinazione ENVELSU – Tre travi – V23 max

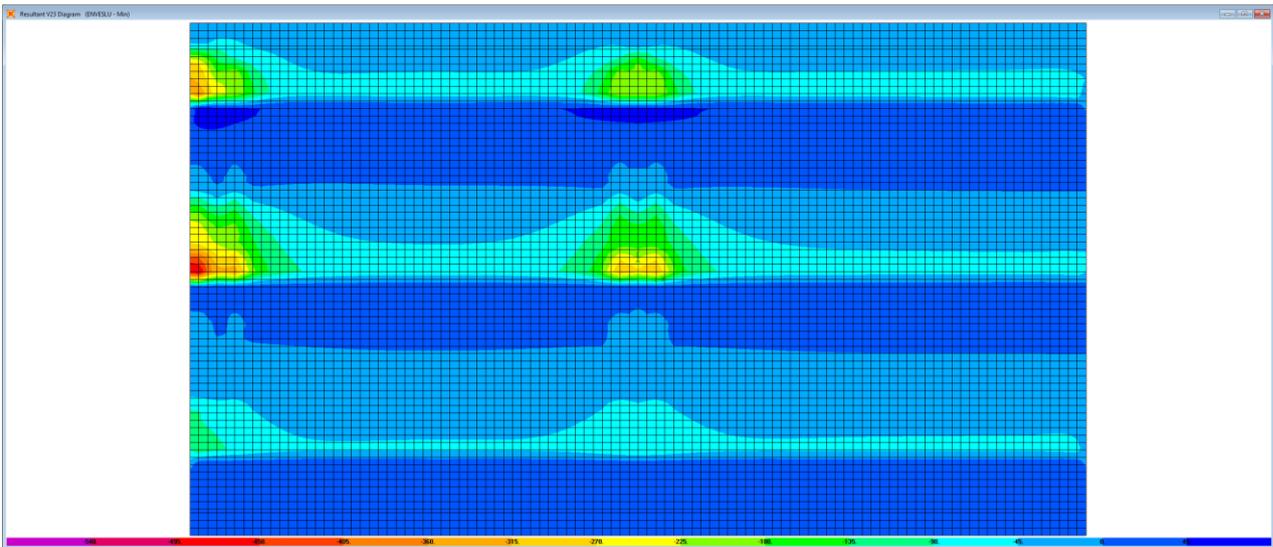


Figura 7.26. Combinazione ENVELSU – Tre travi – V23 min

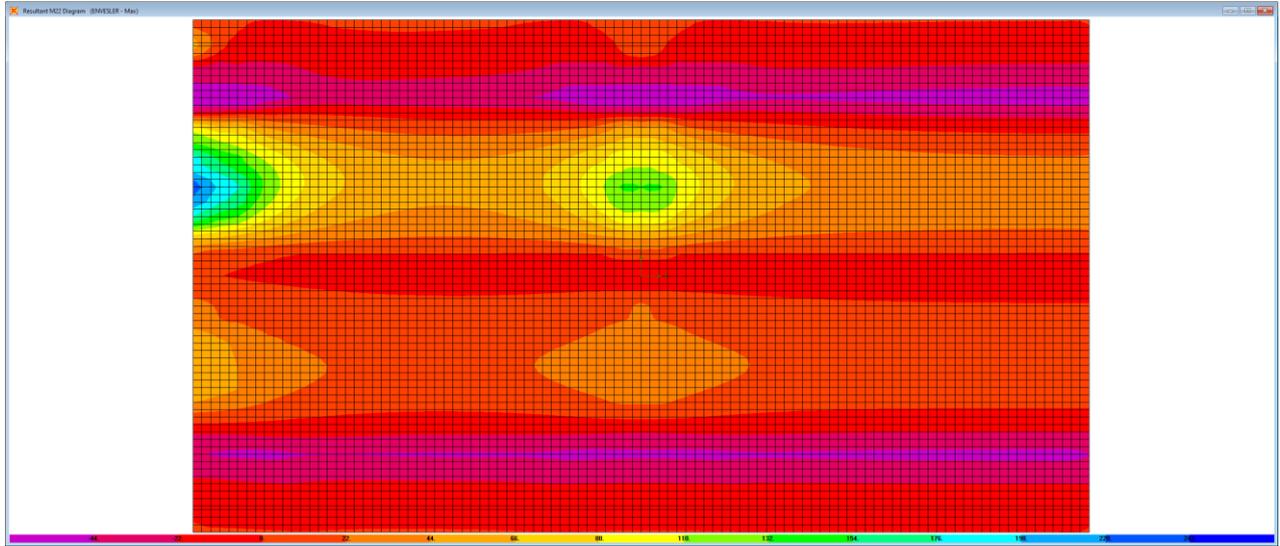


Figura 7.27. Combinazione ENVESLER – Tre travi - M22 max

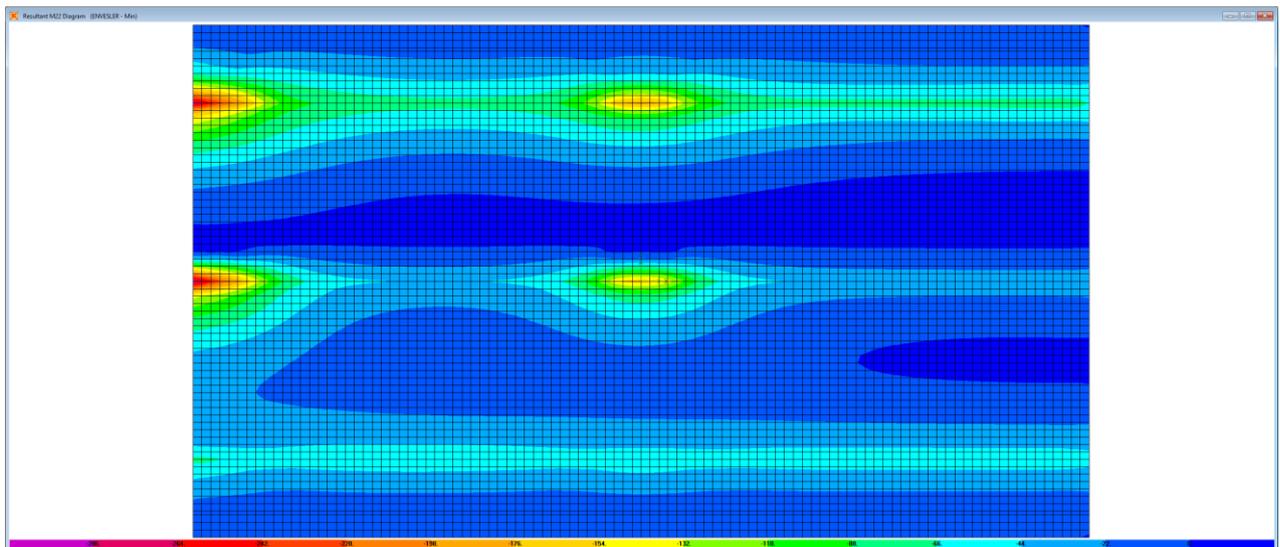


Figura 7.28. Combinazione ENVESLER – Tre travi - M22 min

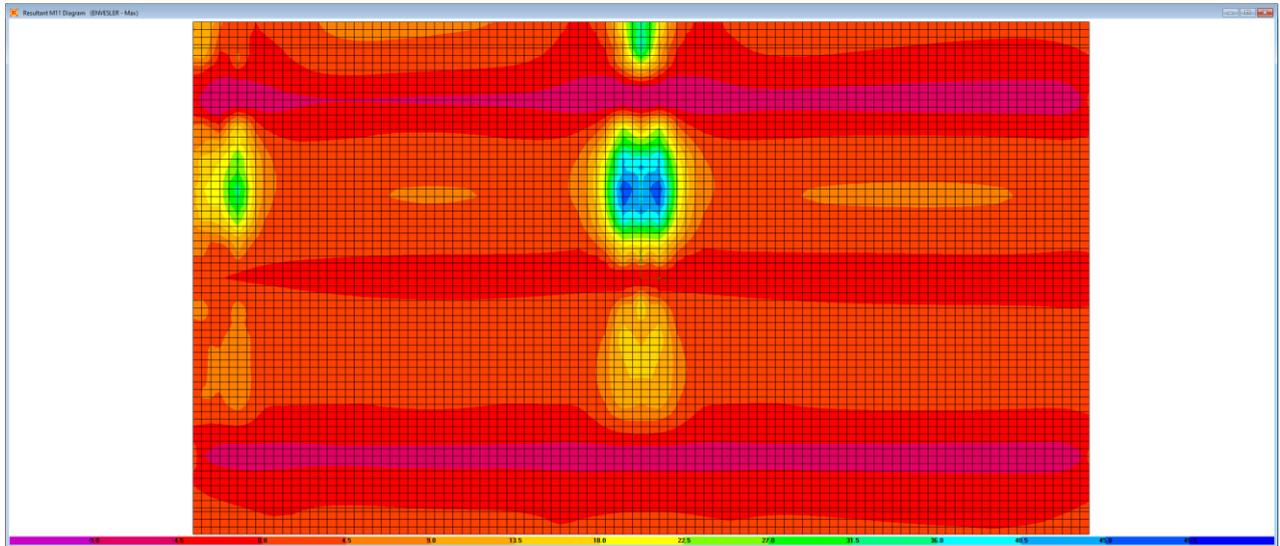


Figura 7.29. Combinazione ENVESLER – Tre travi – M11 max

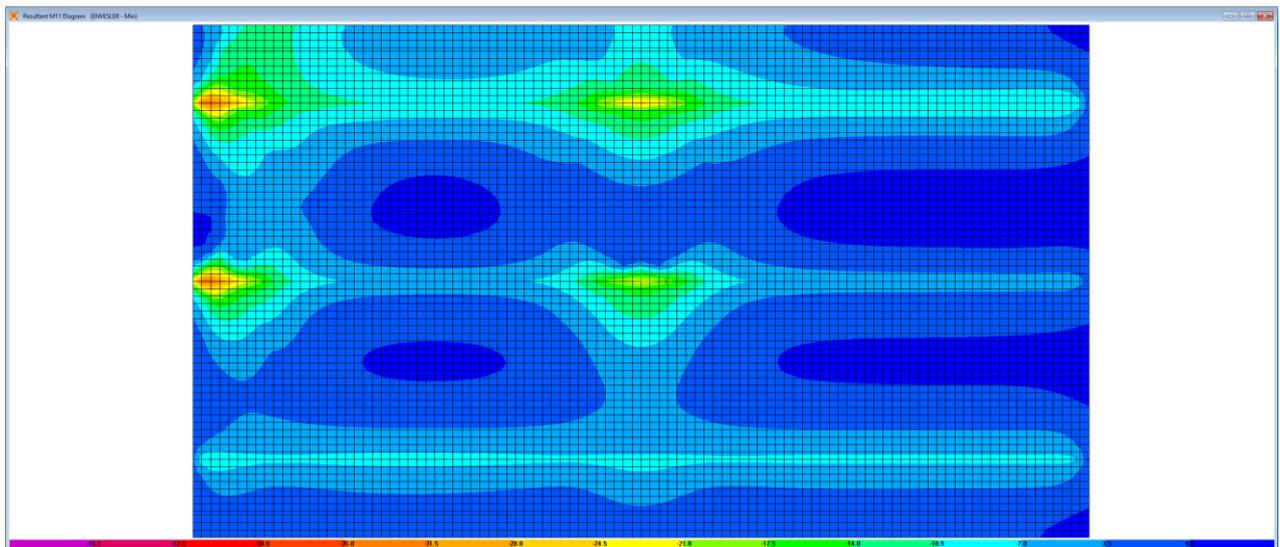


Figura 7.30. Combinazione ENVESLER – Tre travi – M11 min

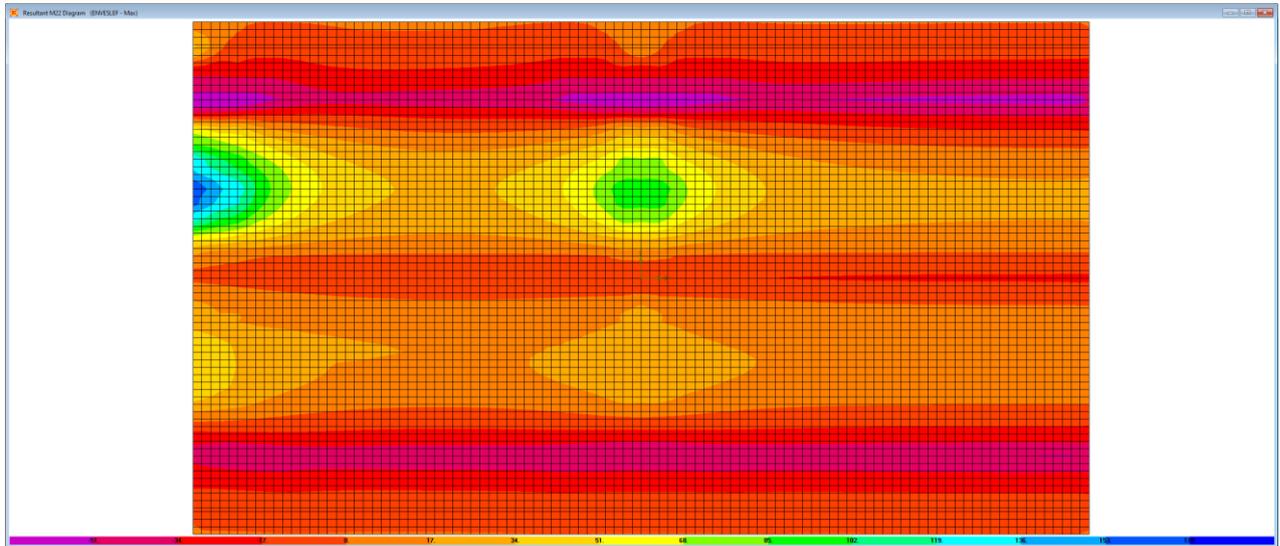


Figura 7.31. Combinazione ENVESLEF – Tre travi – M22 max

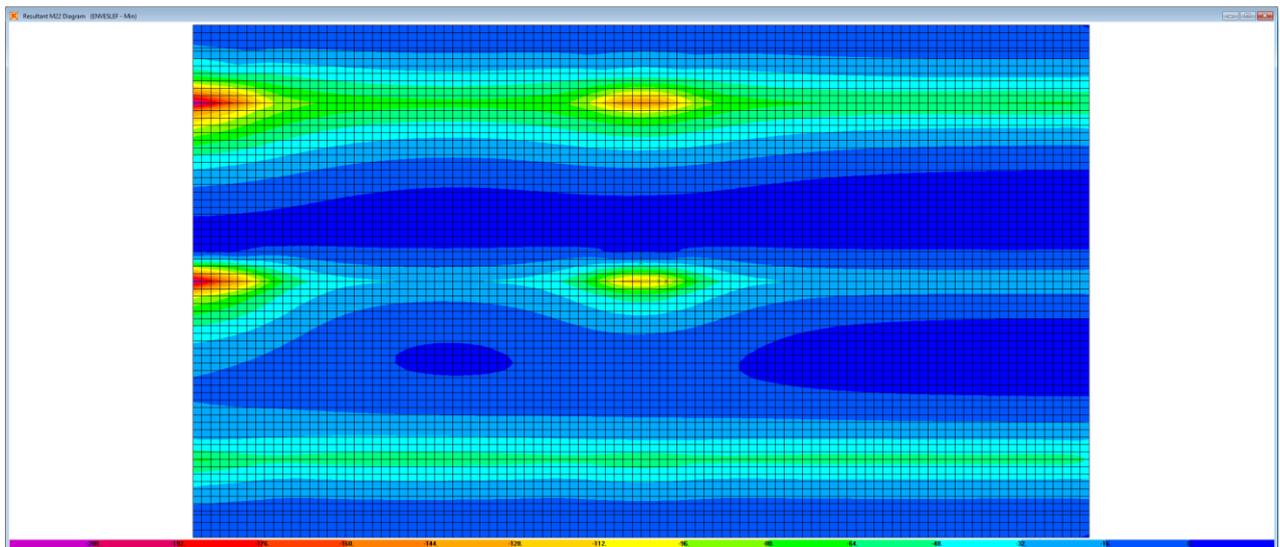


Figura 7.32. Combinazione ENVESLEF – Tre travi – M22 min

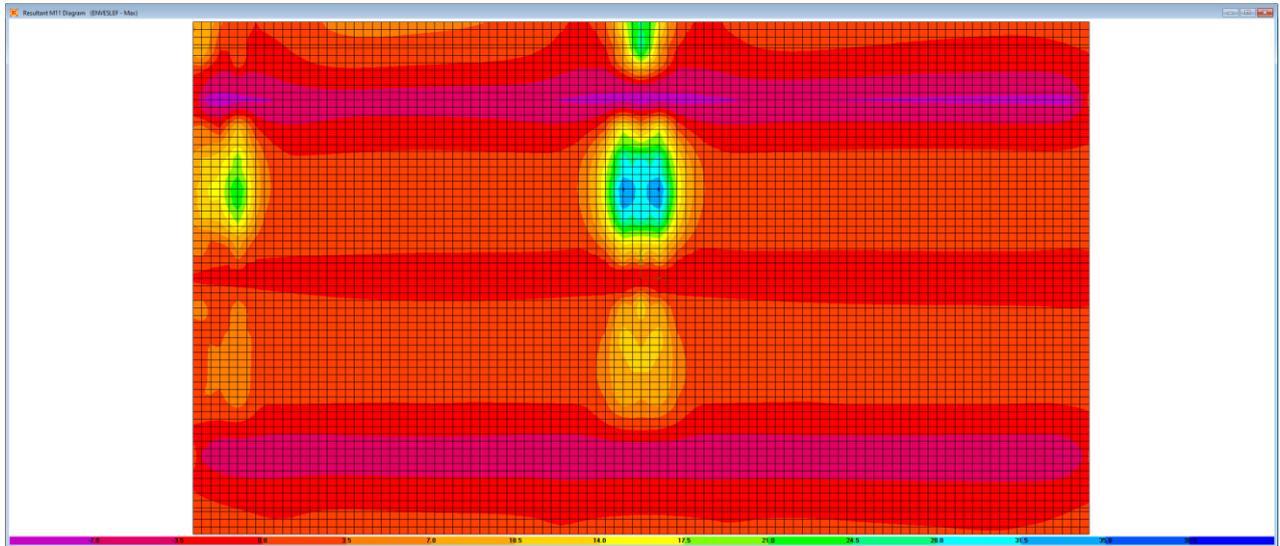


Figura 7.33. Combinazione ENVESLEF – Tre travi – M11 max

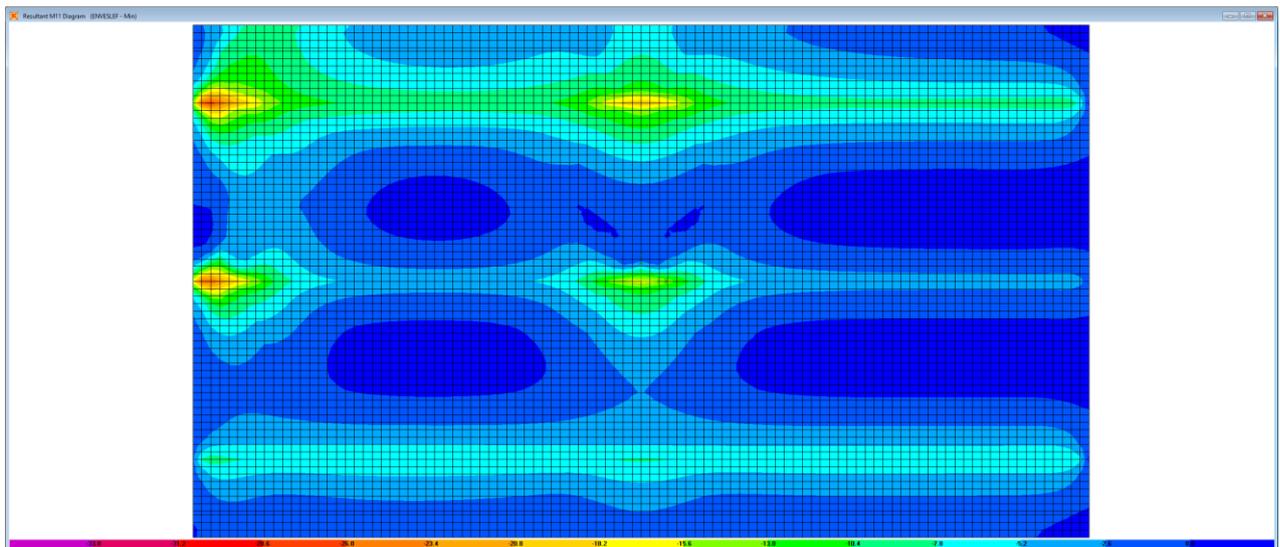


Figura 7.34. Combinazione ENVESLEF – Tre travi – M11 min

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

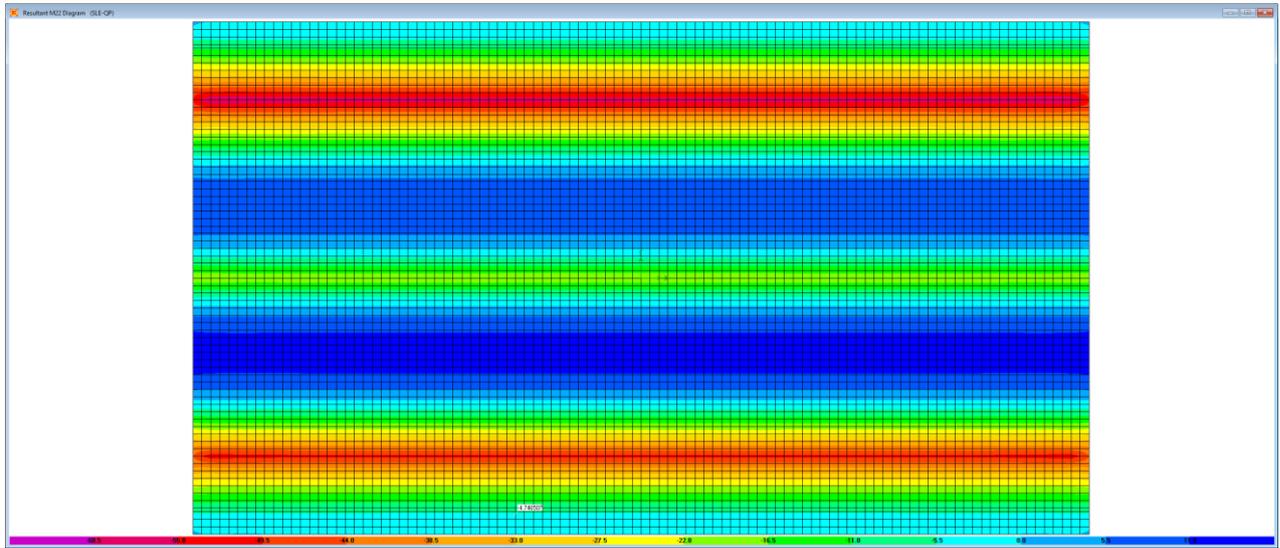


Figura 7.35. Combinazione SLE-QP – Tre travi – M22

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU ed SLE:

Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza unitaria

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+	M22-	M11+	M11-	V23	M22+	M22-	M11+	M11-	V23
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
Verifiche SLU	182	-246	72	-35	320	316	-399	43	-65	566
Verifiche SLE-RARA	135	-176	50	-25		233	-295	33	-47	
Verifiche SLE-FR	93	-145	37	-21		169	-222	25	-36	
Verifiche SLE-QP	-	-61	0.0	0.0		-	-61	0	0	

Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza predalla B (m) = 2.40

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+	M22-	M11+	M11-	V23	M22+	M22-	M11+	M11-	V23
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
Verifiche SLU	437	-590			768.0	758	-958			1358.4
Verifiche SLE-RARA	324	-422				560	-708			
Verifiche SLE-FR	223	-348				406	-533			
Verifiche SLE-QP	-	-146				-	-146			

7.5.2.4 Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche a flessione semplice delle sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

Le verifiche agli SLU ed SLE sono state effettuate trascurando il contributo offerto dai tralicci.

Sezione corrente – Campata – Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da 23φ20 (nella predalla).

L'armatura in zona compressa è costituita da φ20/20.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-110.0	23.0	20
4	110.0	23.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	21	20
2	3	4	10	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	437.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	324.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	223.00 (158.87)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0 cm

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	437.00	0.00	0.00	636.80	0.00	1.457	72.3(12.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00257	-120.0	31.0	-0.00016	-110.0	23.0	-0.00815	-110.0	5.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000456939	-0.010665098	0.300	0.815

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

VerS = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1 \cdot Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	10.39	120.0	31.0	-209.3	100.0	5.5	2400	72.3	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	7.15	-120.0	31.0	-144.1	100.0	5.5	2400	72.3	10.0	1.00

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
S1	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace A_c eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e$ e srm . Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-4.5	0	0.125	20	45.0	0.492	0.00034 (0.00027)	143	0.082 (0.30)	158.87	0.00

Sezione corrente – Sbalzo – Verifiche in direzione trasversale (M22-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle ($B = 2.40$ m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a **31** cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20 + \phi 24/20$

L'armatura in zona compressa è costituita da $11\phi 20$ (nella predalla).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-115.0	23.0	20
4	105.0	23.0	20
5	-105.0	23.0	24
6	115.0	23.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Barre
Ø Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	9	20
2	3	4	10	20
3	5	6	10	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-590.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-422.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-348.00 (-161.66)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-146.00 (-161.66)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-590.00	0.00	0.00	-701.35	0.49	1.189	92.0(12.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00264	120.0	0.0	0.00098	110.0	5.5	-0.00716	-115.0	23.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000509	-0.000458080	0.003438866	0.328	0.851

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	14.35	120.0	0.0	-242.0	-115.0	23.0	2400	92.0	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	11.83	120.0	0.0	-199.6	-115.0	23.0	2400	92.0	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-7.2	0	0.125	22	40.0	0.784	0.00075 (0.00038)	129	0.163 (0.30)	-161.66	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.96	120.0	0.0	-83.7	-115.0	23.0	2400	92.0	10.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.0	0	0.125	22	40.0	0.387	0.00016 (0.00016)	129	0.035 (0.20)	-161.66	0.00

Sezione corrente – Verifiche in direzione longitudinale (M11+)

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a **28** cm, ovvero ci si riferisce al giunto tra due predelle successive in cui ha senso investigare i fenomeni di fessurazione in direzione longitudinale.

L'armatura in zona tesa e compressa è costituita da $\phi 20/20$.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	28.0
3	50.0	28.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	6.0	20
2	40.0	6.0	20
3	-40.0	22.0	20
4	40.0	22.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	72.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	50.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	37.00 (50.99)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	72.00	0.00	0.00	130.08	0.00	1.807	15.7(4.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00474	-50.0	28.0	-0.00062	-40.0	22.0	-0.01161	-40.0	6.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000686605	-0.015724948	0.232	0.730

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.01	-50.0	28.0	-167.3	20.0	6.0	1000	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.45	-50.0	28.0	-123.8	20.0	6.0	1000	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.4	0	0.125	20	50.0	-0.899	0.00024 (0.00024)	196	0.078 (0.30)	50.99	0.00

Sezione di testata – Campata – Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle (B = 2.40 m).

L'altezza della sezione è pari a 31 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da 23 ϕ 20 (nella predalla) + ϕ 20/10 (nel getto in opera).

L'armatura in zona compressa è costituita da ϕ 20/20.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-110.0	23.0	20
4	110.0	23.0	20
5	-110.0	8.2	20
6	110.0	8.2	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	21	20
2	3	4	10	20
3	5	6	21	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	758.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	560.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	406.00 (184.02)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 0.7 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	758.00	0.00	0.00	1050.72	0.00	1.386	144.5(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00031	-120.0	31.0	0.00121	-110.0	23.0	-0.00381	-110.0	5.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000286796	-0.005390676	0.479	1.000

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	15.94	-120.0	31.0	-223.4	100.0	5.5	2160	144.5	2.7	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	11.55	-120.0	31.0	-162.0	100.0	5.5	2160	144.5	2.7	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srn	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e\ sm * srn$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srn	wk	Mx fess	My fess
1	S	-7.4	0	0.125	20	45.0	0.795	0.00061 (0.00031)	110	0.115 (0.30)	184.02	0.00

Sezione di testata – Sbalzo – Verifiche in direzione trasversale (M22-)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle ($B = 2.40$ m).

L'altezza della sezione di verifica è pari a **31** cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20 + 2\phi 24/20$ accoppiati

L'armatura in zona compressa è costituita da $11\phi 20$ (nella predalla).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C35/45	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	31.0
3	120.0	31.0
4	120.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-110.0	5.5	20
2	110.0	5.5	20
3	-115.0	23.0	20
4	105.0	23.0	20
5	-105.0	23.0	34
6	115.0	23.0	34

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	9	20
2	3	4	10	20
3	5	6	10	34

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-958.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-708.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-533.00 (-175.66)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1 0.00 -146.00 (-175.66) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-958.00	0.00	0.00	-1046.24	0.35	1.092	146.6(12.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00066	120.0	0.0	0.00181	110.0	5.5	-0.00376	-115.0	23.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000001120	-0.000304331	0.003365550	0.482	1.000

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

		Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2									
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	21.48	120.0	0.0	-265.7	-115.0	23.0	2175	146.6	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	16.17	120.0	0.0	-200.0	-115.0	23.0	2175	146.6	10.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}											
S1	Esito della verifica											
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata											
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata											
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata											
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica											
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff											
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa											
e sm	= $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]											
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi											
wk	Distanza media tra le fessure [mm]											
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. Valore limite tra parentesi											
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]											
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]											
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-10.2	0	0.125	29	40.0	0.891	0.00085 (0.00038)	121	0.175 (0.30)	-175.66	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.43	120.0	0.0	-54.8	-115.0	23.0	2175	146.6	10.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.8	0	0.125	29	40.0	0.276	0.00010 (0.00010)	121	0.022 (0.20)	-175.66	0.00

Sezione di testata – Verifiche in direzione longitudinale (M11-)

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a 24 cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da $\phi 20/20$.

L'armatura in zona compressa è costituita da $\phi 20/20$.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	24.0
3	50.0	24.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	2.0	20
2	40.0	2.0	20
3	-40.0	18.0	20
4	40.0	18.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-65.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-47.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-36.00 (-39.93)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 1.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-65.00	0.00	0.00	-102.15	0.00	1.572	15.7(3.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01113	-50.0	0.0	0.00066	-40.0	2.0	-0.02209	40.0	18.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.001421929	0.003500000	0.137	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	6.36	-50.0	0.0	-187.2	20.0	18.0	900	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.87	-50.0	0.0	-143.4	20.0	18.0	900	15.7	16.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.0	0	0.125	20	50.0	-0.230	0.00027 (0.00027)	189	0.088 (0.30)	-39.93	0.00

Verifiche a taglio in direzione trasversale (V23)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle $B = 2.40$ m.

L'armatura a taglio è costituita dalle diagonali dei tralicci $\phi 10/10$, posizionati sugli sbalzi a passo 40 cm.

La resistenza a taglio risulta pari a:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	45
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	35
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	19.8
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3
Caratteristiche geometriche sezione			
Altezza	H	m	0.31
Larghezza	B	m	2.40
Area calcestruzzo	Ac	m ²	0.74
Larghezza anima	bw	m	2.40
copriferro	c	m	0.082
altezza utile della sezione	d	m	0.23
Compressione agente nella sezione			
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio			
<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	3255.8
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	10
passo staffe	scp	m	0.10
numero di bracci	nb		12
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	942
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	60
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	20.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0
coefficiente alpha	α_c		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rs}	kN	2103.7
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	1976.8
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1976.8

La verifica è soddisfatta essendo VRdu >> VEdu.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	45
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	35
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	19.8
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3
Caratteristiche geometriche sezione			
Altezza	H	m	0.31
Larghezza	B	m	2.40
Area calcestruzzo	Ac	m ²	0.74
Larghezza anima	bw	m	2.40
copriferro	c	m	0.082
altezza utile della sezione	d	m	0.23
Compressione agente nella sezione			
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio			
<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	3255.8
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	10
passo staffe	scp	m	0.10
numero di bracci	nb		12
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	942
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	60
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	20.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0
coefficiente alpha	α_c		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rs}	kN	2103.7
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	1976.8
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1976.8

La verifica è soddisfatta essendo VRdu >> VEdu.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

8 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

8.1 Criteri di calcolo

8.1.1 Definizione del modello di calcolo

Le analisi strutturali sono state condotte con l'ausilio di modelli agli elementi finiti che schematizzano l'intero impalcato e le pile attraverso elementi BEAM di opportuna rigidità.

Gli [apparecchi d'appoggio](#) sono stati schematizzati attraverso elementi "Link" a comportamento lineare.

Nel modello globale non sono state considerate le due spalle che possono essere considerate infinitamente rigide in direzione trasversale rispetto alle pile (in direzione longitudinale gli impalcati sono svincolati alle estremità).

Le strutture sono state assoggettate alle azioni permanenti (peso proprio e permanenti portati), alle distorsioni, alle azioni variabili verticali e orizzontali legate al traffico stradale, alle azioni del vento ed alle azioni sismiche.

La trave continua d'impalcato è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta.

8.1.2 Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi

L'analisi è stata condotta con riferimento ad un unico modello in cui le caratteristiche geometrico-inerziali degli elementi che schematizzano l'impalcato sono ottenute considerando la sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare $nL = n_0$.

Nel modello si è tenuto conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% delle luci delle campate adiacenti e considerando comunque il contributo inerziale delle armature presenti entro la soletta collaborante.

8.1.3 Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica

Si rimanda integralmente al paragrafo 6.1.1.2.

8.1.4 Apparecchi d'appoggio

Come precedentemente illustrato i dispositivi di appoggio sono schematizzati mediante elementi "Link" a comportamento lineare. Deve essere considerato che ciascun elemento "link" schematizza i più appoggi disposti lungo l'allineamento considerato.

Sono state definite diverse sezioni tipo:

- Elementi "link" [SPALLA A - VF](#): relativo all'appoggio da disporre in corrispondenza della spalla fissa che impedisce complessivamente lo spostamento in direzione trasversale e longitudinale;
- Elementi "link" [PILA - UL](#): relativo all'appoggio che impedisce lo spostamento in direzione trasversale e le rotazioni trasversali ma non lo spostamento in direzione longitudinale;

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

- Elementi "link" **SPALLA B - UL**: relativi ai due appoggi da disporre in corrispondenza delle spalle che impediscono complessivamente lo spostamento in direzione trasversale e le rotazioni trasversali.

8.2 Analisi statica globale

Le analisi globali sono state condotte con l'ausilio del noto programma agli elementi finiti SAP2000P®.

La figura seguente illustra la geometria del modello di calcolo del bitrave e del tre travi:

:

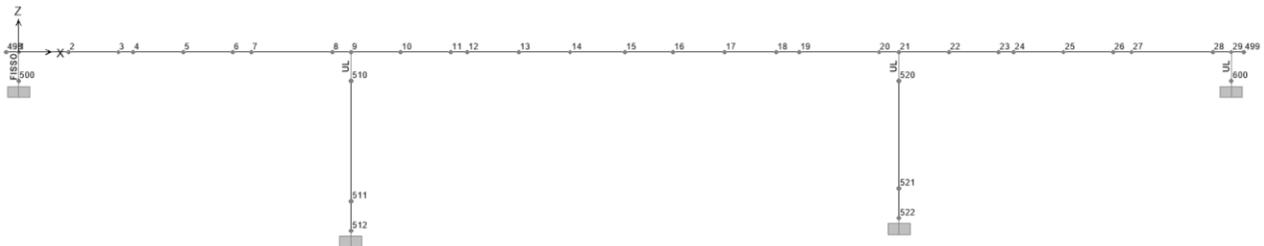


Figura 8.1. Geometria del modello di calcolo

8.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi

8.2.1.1 Impalcato

In allegato si riepilogano le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni che compongono le sezioni d'impalcato considerate in fase di analisi.

8.2.1.2 Pile

La pila è stata schematizzata attraverso due elementi BEAM, che rappresentano il fusto ed il plinto di fondazione.

Le caratteristiche geometrico-inerziali sono state introdotte nel modello con riferimento a sezioni di forma **generica** con le seguenti caratteristiche:

Bitrave

NAME=PILA1 TYPE=PRISM SH=G MAT=Rck40 A=11.9 J=10 I=98.414/2,1.405/2

NAME=PILA2 TYPE=PRISM SH=G MAT=Rck40 A=12.061 J=10 I=102.313/2,1.424/2

NAME=PLINTO TYPE=PRISM SH=R MAT=Rck30 T=13.6,6

Tre travi

NAME=PILA1 TYPE=PRISM SH=G MAT=Rck40 A=31.525 J=10 I=1816.6/2,3.776/2

NAME=PILA2 TYPE=PRISM SH=G MAT=Rck40 A=31.525 J=10 I=1816.6/2,3.776/2

NAME=PLINTO TYPE=PRISM SH=R MAT=Rck40 T=26.26,6

I momenti d'inerzia delle pile sono stati decurtati del 50% per tenere conto della fessurazione in fase sismica.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

8.2.2 Applicazione dei carichi al modello

8.2.2.1 Peso proprio della struttura (Load G1)

Il peso proprio dell'impalcato, specificato al par. 5.2.1.1, è stato applicato quale carico uniformemente distribuito agli elementi che schematizzano l'impalcato.

Il peso dei fusti pila e dei plinti è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato a partire dalle aree degli elementi che li schematizzano.

8.2.2.2 Carichi permanenti portati (Load G2)

I carichi permanenti portati, specificato al par. 5.2.2.1, sono stati applicati quali carichi e coppie (ove presenti) uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano l'impalcato.

8.2.2.3 Carichi mobili verticali (MOVE MV-C1, MV-D1, MV-F1)

L'applicazione dei treni di carico nel modello avviene attraverso un apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti a uno o più treni di carico viaggianti lungo linee di carico (lanes) prefissate, che nel caso in esame corrispondono [all'asse dell'impalcato](#).

In particolare, è stato utilizzato l'apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti ad un treno di carico viaggiante lungo la struttura.

Sono stati considerati i seguenti treni di carico viaggiante:

- V2018-C: carichi concentrati dello schema 1
- V2018-D: carichi distribuiti dello schema 1
- F2018: carico distribuito relativo alla folla (ove presente)

8.2.2.4 Frenatura (LOAD Q3)

Gli effetti generati dalla forza di frenatura sono valutati attraverso l'applicazione di un carico orizzontale distribuito di intensità pari a quella specificata al par. 5.2.7 sugli elementi che schematizzano l'impalcato.

8.2.2.5 Forza centrifuga (LOAD Q4)

Gli effetti generati dalle forze centrifughe sulle sottostrutture sono valutati con schema di travi a mensola soggette a forze orizzontali trasversali, di intensità pari a quelle specificate al par.5.2.8, agenti a livello del piano viabile.

8.2.2.6 Vento trasversale (LOAD Q5-1, Q5-2)

Le azioni orizzontali trasversali e le azioni torcenti dovute al vento, specificate al par.5.2.9, sono state applicate quali azioni uniformemente distribuite sugli elementi che schematizzano l'impalcato.

8.2.2.7 Resistenze parassite dei vincoli – (LOAD Q7)

Le resistenze parassite dei vincoli sono state valutate assumendo per gli apparecchi di appoggio un coefficiente di attito pari al 3% dell'intensità dei carichi verticali dovuti al peso proprio ed ai permanenti portati.

S.S. 130 "Iglesiente"		 GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

8.2.2.8 Sisma (SPEC SLV-X, SLV-Y, SLV-Z)

Le sollecitazioni e gli spostamenti generati dal sisma sono stati determinati mediante **Analisi Dinamica Modale**.

Le condizioni di carico corrispondenti alle analisi dinamiche modali sono:

- **SLV-X**: Analisi dinamica agli SLV in dir.X;
- **SLV-Y**: Analisi dinamica agli SLV in dir.Y;
- **SLV-Z**: Analisi dinamica agli SLV in dir.Z.

8.2.3 Analisi in fase sismica

L'analisi sismica è stata condotta secondo quanto specificato al capitolo §7.

La sovrastruttura e le sottostrutture, sono state modellate come sistemi a comportamento elastico lineare.

L'analisi è stata svolta mediante analisi modale con spettro di risposta.

Le due componenti orizzontali e la componente verticale dell'azione sismica sono state considerate agenti separatamente.

La combinazione degli effetti avviene in accordo a quanto specificato al par. 5.3.2.

8.2.4 Risposta sismica

Nel seguito si riportano, per i primi 20 modi di vibrare, i periodi propri delle strutture:

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.286072	3.4956	21.964	482.4
EIGENMODES	Mode	2	0.154955	6.4535	40.548	1644.2
EIGENMODES	Mode	3	0.134627	7.4279	46.671	2178.2
EIGENMODES	Mode	4	0.123569	8.0927	50.848	2585.5
EIGENMODES	Mode	5	0.12306	8.1261	51.058	2606.9
EIGENMODES	Mode	6	0.117279	8.5267	53.575	2870.3
EIGENMODES	Mode	7	0.078238	12.781	80.308	6449.4
EIGENMODES	Mode	8	0.068411	14.618	91.845	8435.5
EIGENMODES	Mode	9	0.043017	23.247	146.06	21334
EIGENMODES	Mode	10	0.041959	23.833	149.75	22424
EIGENMODES	Mode	11	0.041662	24.003	150.81	22745
EIGENMODES	Mode	12	0.036465	27.424	172.31	29690
EIGENMODES	Mode	13	0.035177	28.428	178.62	31904
EIGENMODES	Mode	14	0.03289	30.405	191.04	36495
EIGENMODES	Mode	15	0.023886	41.866	263.05	69197
EIGENMODES	Mode	16	0.023861	41.909	263.32	69337
EIGENMODES	Mode	17	0.02312	43.253	271.77	73857
EIGENMODES	Mode	18	0.017433	57.363	360.43	129910
EIGENMODES	Mode	19	0.015421	64.845	407.43	166000
EIGENMODES	Mode	20	0.015223	65.692	412.76	170370

Tabella 8.1: Periodi di vibrazione della struttura – Modello bitrave

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.322876	3.0972	19.46	378.69
EIGENMODES	Mode	2	0.153922	6.4968	40.821	1666.3
EIGENMODES	Mode	3	0.153668	6.5075	40.888	1671.8
EIGENMODES	Mode	4	0.138119	7.2401	45.491	2069.4
EIGENMODES	Mode	5	0.135639	7.3725	46.323	2145.8
EIGENMODES	Mode	6	0.122752	8.1465	51.186	2620
EIGENMODES	Mode	7	0.089467	11.177	70.229	4932.1
EIGENMODES	Mode	8	0.048924	20.44	128.43	16494
EIGENMODES	Mode	9	0.046902	21.321	133.97	17947
EIGENMODES	Mode	10	0.046339	21.58	135.59	18385
EIGENMODES	Mode	11	0.039134	25.553	160.55	25778
EIGENMODES	Mode	12	0.036228	27.603	173.44	30080
EIGENMODES	Mode	13	0.027571	36.27	227.89	51936
EIGENMODES	Mode	14	0.0274	36.496	229.31	52584
EIGENMODES	Mode	15	0.022818	43.825	275.36	75824
EIGENMODES	Mode	16	0.021811	45.848	288.07	82985
EIGENMODES	Mode	17	0.020051	49.873	313.36	98195
EIGENMODES	Mode	18	0.019618	50.974	320.28	102580
EIGENMODES	Mode	19	0.017922	55.797	350.59	122910
EIGENMODES	Mode	20	0.017231	58.036	364.65	132970

Tabella 8.2: Periodi di vibrazione della struttura – Modello tre travi

A titolo esemplificativo si riportano i primi modi di vibrare dei viadotti.

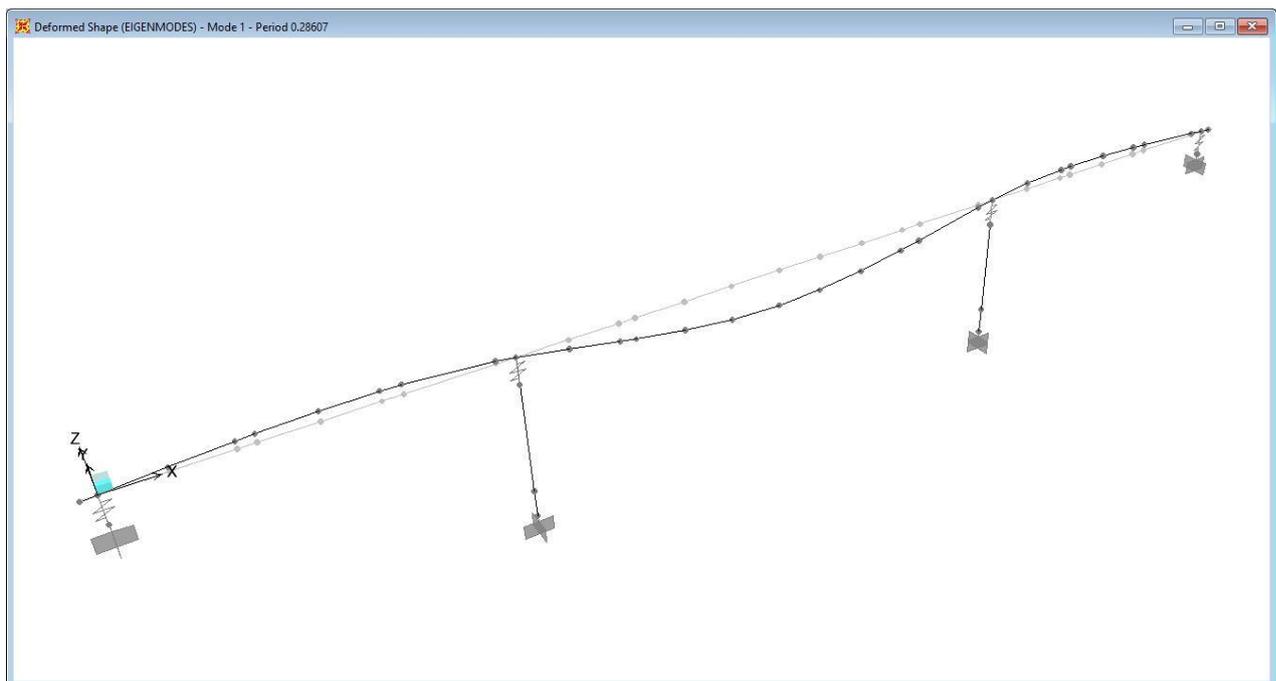


Figura 8.2. Prima forma modale – Modello bitrave

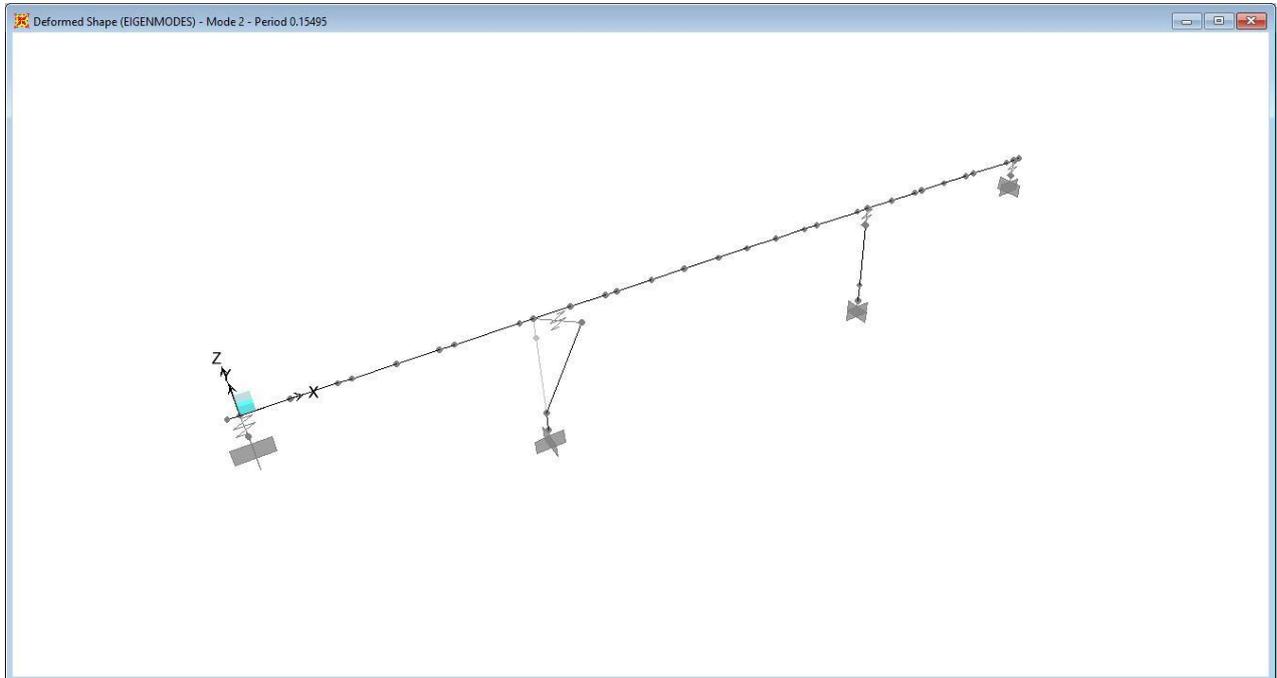


Figura 8.3. Seconda forma modale– Modello bitrave

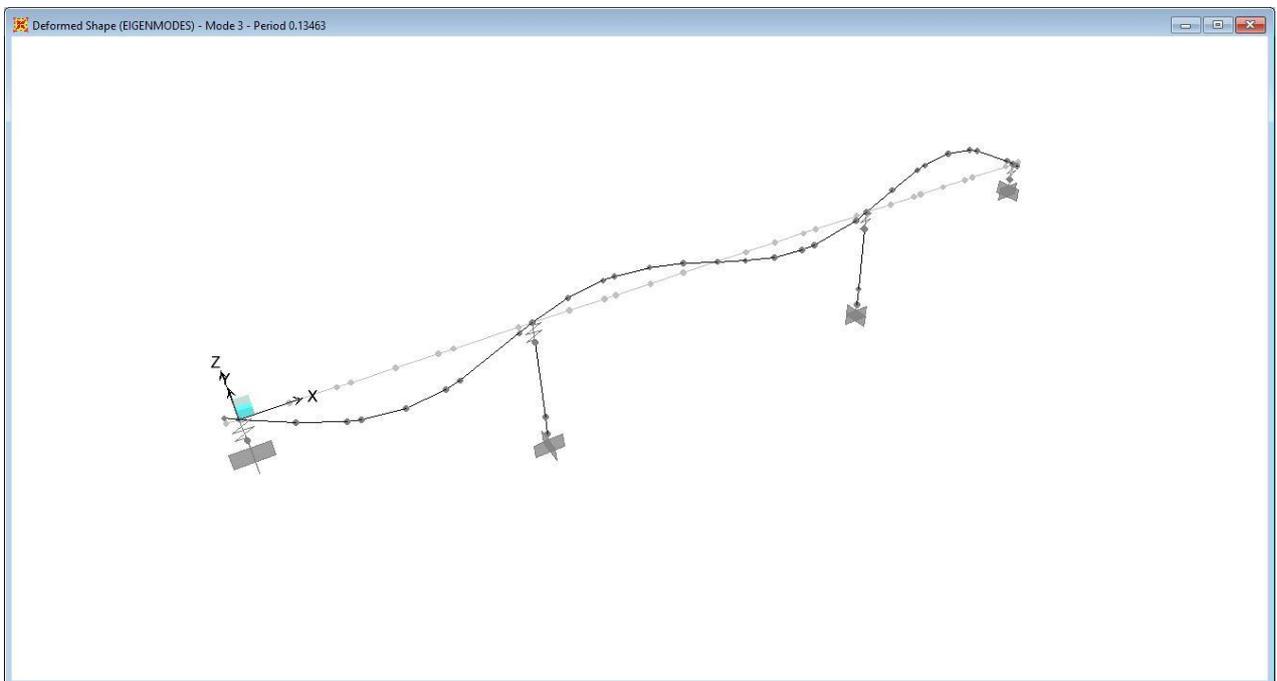


Figura 8.4. Terza forma modale– Modello bitrave

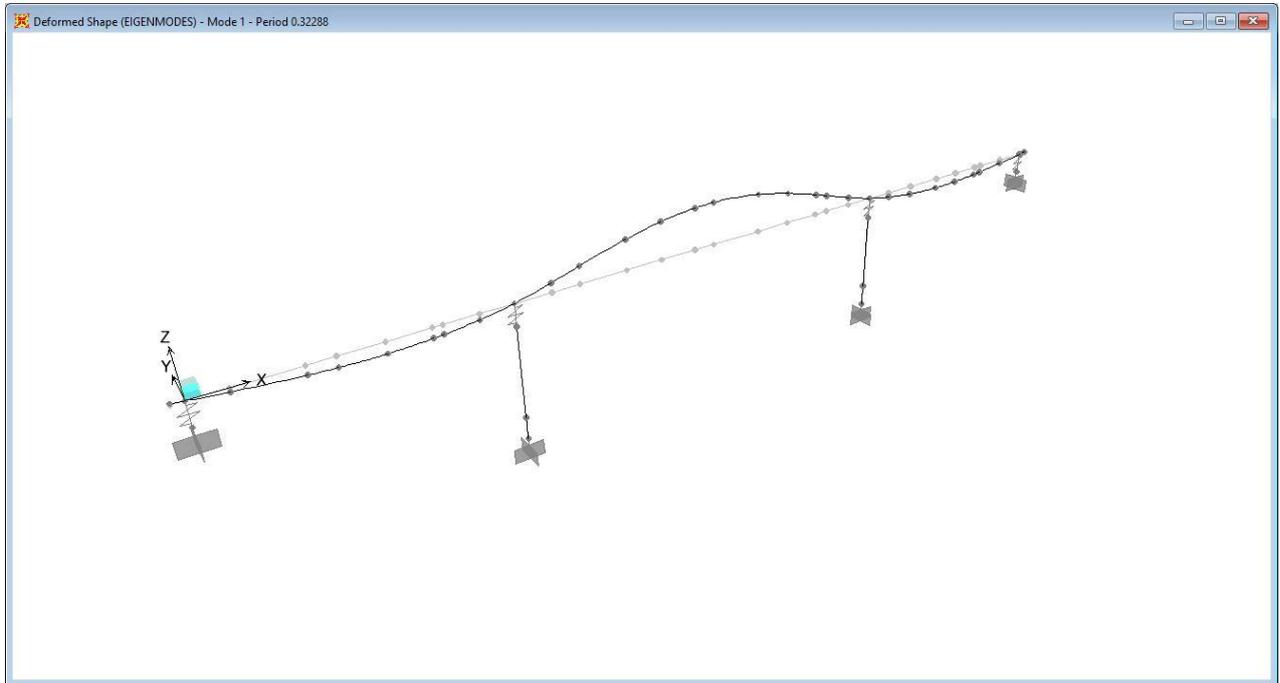


Figura 8.5. Prima forma modale – Modello tre travi

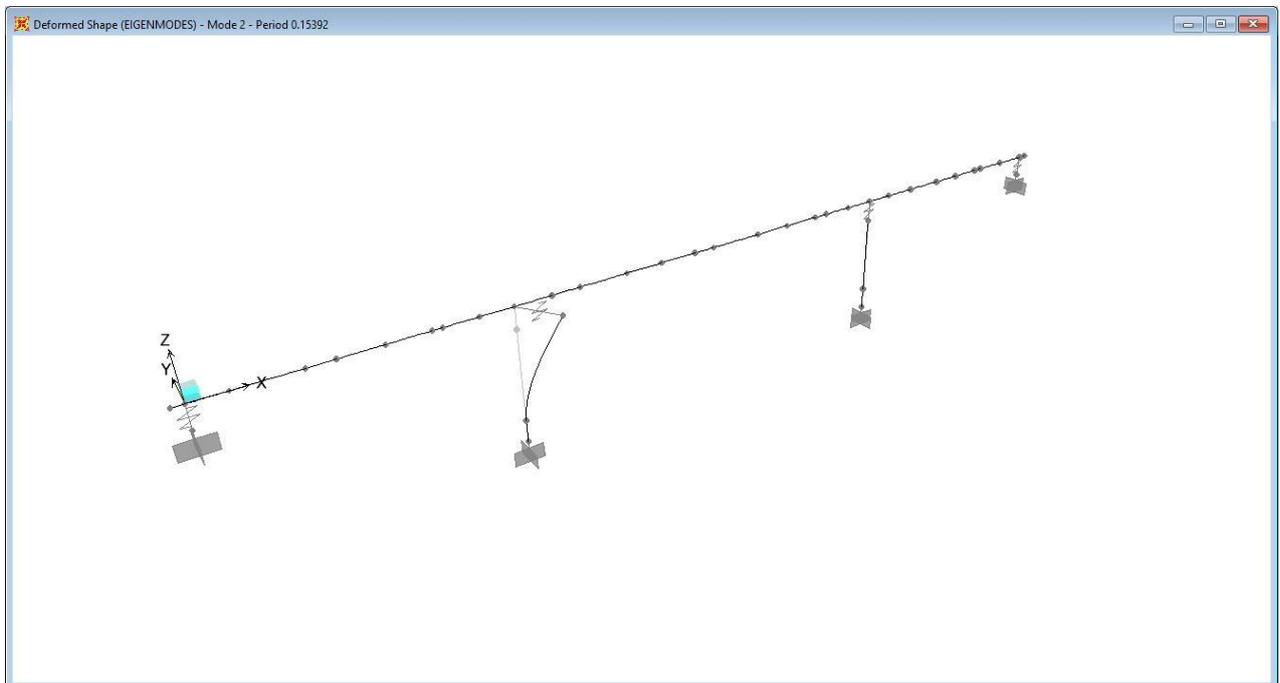


Figura 8.6. Seconda forma modale – Modello tre travi

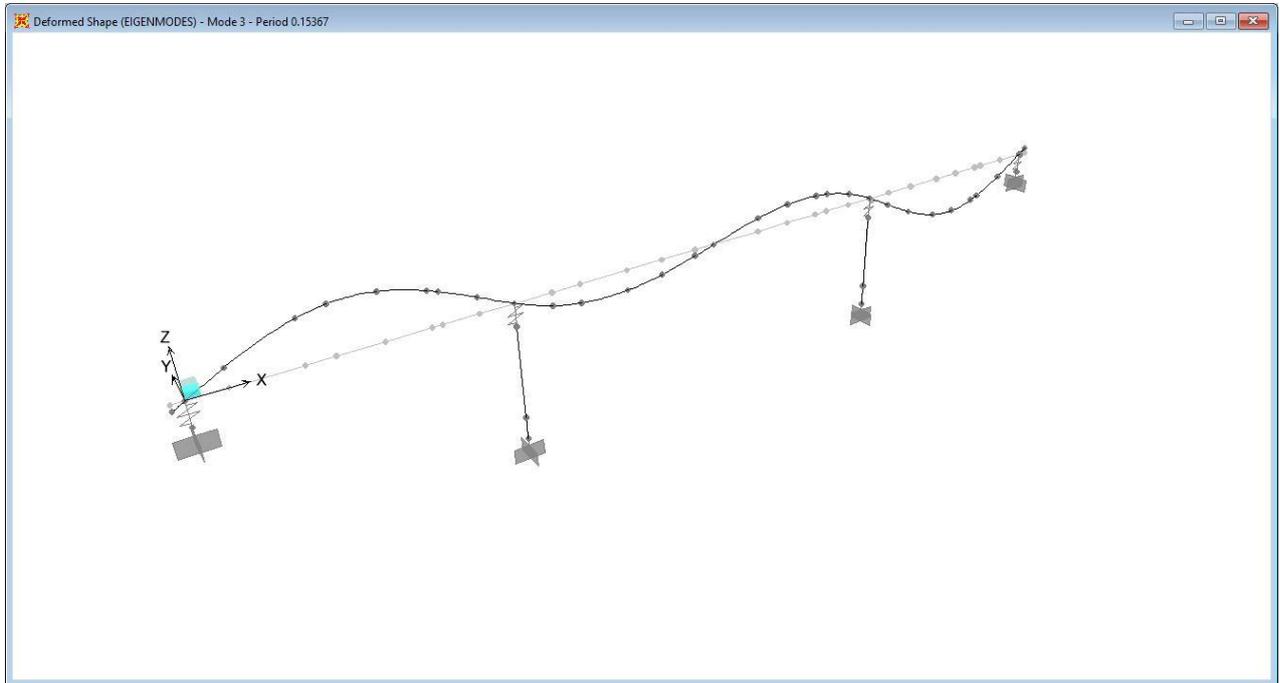


Figura 8.7. Terza forma modale– Modello tre travi

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

9 VERIFICHE PILE

Le verifiche delle pile sono state effettuate attraverso l'implementazione di specifici fogli di calcolo di excel.

I tabulati di calcolo sono riportati in allegato.

Sono presentate le verifiche relative alla pila P1 degli impalcati bitrave e tre travi che a parità di caratteristiche geometriche risulta maggiormente sollecitata perchè allineamento fisso per azioni orizzontali longitudinali.

Detti risultati si estendono alla restanti pile.

Le caratteristiche della sollecitazione relative alle condizioni di carico elementari, sono state valutate a vari livelli:

- Alla testa del fusto pila;
- Allo spiccato del fusto pila;
- All'intradosso del pinto di fondazione, in corrispondenza del baricentro della palificata.

Le sollecitazioni tengono conto dei carichi trasmessi dall'impalcato e delle azioni direttamente agenti sulla pila.

Successivamente, in corrispondenza delle medesime sezioni della pila, sono state determinate le caratteristiche della sollecitazioni relative alle combinazioni di carico.

I coefficienti moltiplicativi delle singole condizioni elementari, relativi alle combinazioni di carico SLU ed SLE considerate sono chiaramente illustrati nei tabulati.

9.1 Analisi della palificata

La risoluzione della palificata è stata effettuata nell'ipotesi di plinto di fondazione rigido. Pertanto, Le azioni risultanti in testa ai pali risultano pari a:

$$N_i = \frac{F_z}{n_p} \pm Mx \cdot \frac{y_{pi}}{\sum_i^n y_{pi}^2} \pm My \cdot \frac{x_{pi}}{\sum_i^n x_{pi}^2}$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n_p}$$

$$V_{yi} = \frac{F_y}{n_p}$$

$$V = \sqrt{V_{xi}^2 + V_{yi}^2}$$

Essendo:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

F_x, F_y, F_z, M_x, M_y azioni e coppie risultanti al baricentro della palificata, determinate con analisi globale;

N_i, V_{xi}, V_{yi}, V_i azioni assiale e orizzontali agenti in testa al palo iesimo;

n_p numero dei pali della palificata;

x_{pi}, y_{pi} coordinate del palo iesimo rispetto al baricentro della palificata.

Di seguito si riepilogano gli involucri delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione:

Bitrave

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3434	3434	2404	2540	2309	1953
Azione assiale minima	Nmin	1287	2125	1287	1586	1701	1739
Azione trasversale massima	Vmax	145	75	145	51	21	18

Tre travi

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3528	3528	2644	2621	2516	2283
Azione assiale minima	Nmin	1722	2774	1722	2049	2081	2084
Azione trasversale massima	Vmax	162	39	162	29	21	21

9.2 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche pali di fondazione

Il momento flettente massimo agente sui pali è stato determinato nell'ipotesi di comportamento elastico lineare del palo e del terreno di fondazione.

Nell'ipotesi di palo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro con il plinto di fondazione e vale:

$$M_{max} = V_i \times (L_0 + H) / 2$$

Essendo L_0 la lunghezza elastica del palo pari a:

$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / E_s]^{0.25}$$

E_p il modulo di elasticità del palo;

I_p il momento d'inerzia del palo;

E_s Modulo di reazione orizzontale del terreno costante con la profondità, relativo agli strati superficiali;

H l'eventuale altezza non collaborante del palo di fondazione.

La costante di reazione orizzontale è stata assunta in accordo a Broms (1964), che ha correlato k_h al modulo secante E_{50} a metà tensione limite in una prova non drenata:

$$k_h = 1.67 E_{50} / d$$

Usando un valore di E_{50} compreso tra 50 e 200 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (Skempton 1951), si ha:

$$k_h = (80 \div 320) c_u / d$$

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Nel caso in esame, si è assunto un k_h pari a 30000 kN/m³

Di seguito si riporta il calcolo della lunghezza libera d'inflessione dei pali di fondazione:

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	30000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	3.92

Le caratteristiche della sollecitazione prese in conto per le verifiche dei pali di fondazione sono le seguenti:

Bitrave

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP		
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3434	2404	2540	2309	1953
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	2125	1287	1586	1701	1739
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	148	284	101	40	35
Momento amplificato del 20%	Mmax	kNm	177	341	121	49	43
Sforzo di taglio massimo	Vmax	kN	75	145	51	21	18

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	23399	14841
Carico verticale medio agente sui pali	2925	1855

Tre travi

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP		
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3528	2644	2621	2516	2283
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	2774	1722	2049	2081	2084
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	76	317	56	41	41
Momento amplificato del 20%	Mmax	kNm	91	381	68	50	49
Sforzo di taglio massimo	Vmax	kN	39	162	29	21	21

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	45132	30736
Carico verticale medio agente sui pali	3224	2195

9.3 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

La verifiche a pressoflessione e taglio per le sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

Si prevede di impiegare la medesima armatura per tutti i pali di fondazione delle pile.

I pali di fondazione delle pile saranno armati per l'intero sviluppo con:

- Armature longitudinali: 20φ24;

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio che risultano ampiamente soddisfatte:

Bitrave

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	20	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	3434.00	177.00	0.00	75.00	0.00
2	2125.00	177.00	0.00	75.00	0.00
3	2925.00	177.00	0.00	75.00	0.00
4	2404.00	341.00	0.00	145.00	0.00
5	1287.00	341.00	0.00	145.00	0.00
6	1855.00	341.00	0.00	145.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	2540.00	121.00	0.00
2	1586.00	121.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	2309.00	49.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1701.00	49.00 (0.00)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1953.00	43.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1739.00	43.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	3434.00	177.00	0.00	3434.02	2588.63	0.00	14.63	90.5(33.9)
2	S	2125.00	177.00	0.00	2124.81	2295.08	0.00	12.97	90.5(33.9)
3	S	2925.00	177.00	0.00	2925.03	2485.56	0.00	14.04	90.5(33.9)
4	S	2404.00	341.00	0.00	2404.00	2369.59	0.00	6.95	90.5(33.9)
5	S	1287.00	341.00	0.00	1286.84	2053.19	0.00	6.02	90.5(33.9)
6	S	1855.00	341.00	0.00	1854.73	2219.45	0.00	6.51	90.5(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00272	0.0	50.0	-0.00504	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00257	0.0	50.0	-0.00673	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00267	0.0	50.0	-0.00564	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00261	0.0	50.0	-0.00630	0.0	-50.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00243	0.0	50.0	-0.00829	0.0	-50.0
6	0.00350	0.0	60.0	0.00253	0.0	50.0	-0.00720	0.0	-50.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000077653	-0.001159162	----	----
2	0.000000000	0.000093037	-0.002082239	----	----

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

3	0.000000000	0.000083079	-0.001484721	----	----
4	0.000000000	0.000089050	-0.001843006	----	----
5	0.000000000	0.000107190	-0.002931403	----	----
6	0.000000000	0.000097250	-0.002335014	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	75.00	2524.64	1729.61	92.4 78.2	108.9	2.500	1.214	1.0	22.6(0.0)
2	S	75.00	2418.48	1806.61	93.3 81.6	107.1	2.500	1.133	0.9	22.6(0.0)
3	S	75.00	2483.82	1760.91	92.9 79.6	108.1	2.500	1.183	1.0	22.6(0.0)
4	S	145.00	2434.49	1792.39	93.3 81.0	107.0	2.500	1.150	1.8	22.6(0.0)
5	S	145.00	2300.61	1875.05	94.8 84.7	102.9	2.500	1.080	1.7	22.6(0.0)
6	S	145.00	2382.71	1828.82	93.8 82.6	105.8	2.500	1.116	1.8	22.6(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.62	0.0	0.0	22.4	0.0	-50.0	----	----
2	S	1.86	0.0	0.0	11.1	0.0	-50.0	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.07	0.0	0.0	24.2	0.0	-50.0	----	----
2	S	1.59	0.0	0.0	17.0	0.0	-50.0	----	----

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

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 1.750 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.76	0.0	0.0	20.4	0.0	-50.0	----	----
2	S	1.59	0.0	0.0	17.9	0.0	-50.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

Tre travi

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	20	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1	3528.00	91.00	0.00	39.00	0.00
2	2774.00	91.00	0.00	39.00	0.00
3	3224.00	91.00	0.00	39.00	0.00
4	2644.00	381.00	0.00	162.00	0.00
5	1722.00	381.00	0.00	162.00	0.00
6	2195.00	381.00	0.00	162.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	2621.00	68.00	0.00
2	2049.00	68.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	2516.00	50.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	2081.00	50.00 (0.00)	0.00 (0.00)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	2283.00	49.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	2084.00	49.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.2	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.6	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	3528.00	91.00	0.00	3528.23	2606.89	0.00	28.65	90.5(33.9)

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

2	S	2774.00	91.00	0.00	2774.03	2452.92	0.00	26.96	90.5(33.9)
3	S	3224.00	91.00	0.00	3224.19	2547.03	0.00	27.99	90.5(33.9)
4	S	2644.00	381.00	0.00	2643.71	2423.91	0.00	6.36	90.5(33.9)
5	S	1722.00	381.00	0.00	1722.01	2181.44	0.00	5.73	90.5(33.9)
6	S	2195.00	381.00	0.00	2195.05	2314.34	0.00	6.07	90.5(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00273	0.0	50.0	-0.00494	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	50.0	-0.00582	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00270	0.0	50.0	-0.00528	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00264	0.0	50.0	-0.00599	0.0	-50.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00251	0.0	50.0	-0.00744	0.0	-50.0
6	0.00350	0.0	60.0	0.00258	0.0	50.0	-0.00662	0.0	-50.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000076712	-0.001102739	----	----
2	0.000000000	0.000084762	-0.001585718	----	----
3	0.000000000	0.000079816	-0.001288934	----	----
4	0.000000000	0.000086238	-0.001674302	----	----
5	0.000000000	0.000099432	-0.002465915	----	----
6	0.000000000	0.000091993	-0.002019610	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	39.00	2529.21	1725.03	92.4 78.0	108.9	2.500	1.220	0.5	22.6(0.0)
2	S	39.00	2474.94	1767.92	92.9 79.9	108.1	2.500	1.173	0.5	22.6(0.0)
3	S	39.00	2514.01	1739.72	92.4 78.6	109.0	2.500	1.201	0.5	22.6(0.0)
4	S	162.00	2466.99	1773.84	92.9 80.2	108.2	2.500	1.165	2.1	22.6(0.0)
5	S	162.00	2374.37	1835.53	93.8 83.0	105.9	2.500	1.108	2.0	22.6(0.0)
6	S	162.00	2422.50	1803.01	93.3 81.5	107.1	2.500	1.137	2.0	22.6(0.0)

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata								
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]								
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)								
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]								
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)								
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre								
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure								

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.41	0.0	0.0	26.7	0.0	-50.0	----	----
2	S	1.96	0.0	0.0	20.0	0.0	-50.0	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.24	0.0	0.0	26.6	0.0	-50.0	----	----
2	S	1.90	0.0	0.0	21.5	0.0	-50.0	----	----

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

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k4	= 1.750 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]										
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.05	0.0	0.0	23.9	0.0	-50.0	----	----
2	S	1.89	0.0	0.0	21.6	0.0	-50.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

9.4 Verifica dei plinti di fondazione

Il dimensionamento dei plinti di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone) sia in direzione longitudinale che trasversale.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Per semplicità ed a favore di sicurezza viene analizzata una striscia a cavallo del palo maggiormente sollecitato (palo di spigolo).

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

9.5 Fusto pila

Il fusto pila degli impalcati **bitrave** ha sezione a setto di dimensioni alla base pari a **10.05 m x 1.20 m** con estremità esterna arrotondata.

Si riportano le sole verifiche della sezione di spiccato.

Per i fusti delle pile è stata prevista la seguente armatura:

- Barre verticali **94φ24**;
- Staffe orizzontali **φ14/20**.

Di seguito si illustrano le verifiche a pressoflessione e taglio.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-472.5	0.0
2	-472.5	120.0
3	472.5	120.0
4	472.5	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-464.4	8.1	24
2	-464.4	111.9	24
3	464.4	111.9	24
4	464.4	8.1	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	45	24
2	2	3	45	24

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	12225.00	-1458.00	11147.00	-338.00	200.00
2	11525.00	-1458.00	9425.00	-338.00	200.00
3	11525.00	-1458.00	11719.00	-567.00	200.00
4	7037.00	-3546.00	2861.00	259.00	-153.00
5	6923.00	-1914.00	8122.00	854.00	71.00
6	1855.00	341.00	0.00	145.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	9056.00	-1215.00	8002.00
2	1586.00	121.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	8537.00	-1215.00 (0.00)	3668.00 (0.00)
2	1701.00	49.00 (0.00)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	6980.00	-1215.00 (0.00)	607.00 (0.00)
2	1739.00	43.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	12225.00	-1458.00	11147.00	12224.72	-12024.41	91510.87	8.21	425.2(340.2)
2	S	11525.00	-1458.00	9425.00	11525.18	-12621.48	83059.39	8.81	425.2(340.2)
3	S	11525.00	-1458.00	11719.00	11525.10	-11286.34	92997.19	7.93	425.2(340.2)
4	S	7037.00	-3546.00	2861.00	7037.17	-12814.57	10251.52	3.60	425.2(340.2)
5	S	6923.00	-1914.00	8122.00	6923.20	-12107.92	52394.95	6.44	425.2(340.2)
6	S	1855.00	341.00	0.00	1854.73	10124.79	0.00	29.69	425.2(340.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	472.5	0.0	0.00307	464.4	8.1	-0.00873	-464.4	111.9
2	0.00350	472.5	0.0	0.00300	464.4	8.1	-0.00898	-464.4	111.9
3	0.00350	472.5	0.0	0.00309	464.4	8.1	-0.00900	-464.4	111.9
4	0.00350	472.5	0.0	0.00113	464.4	8.1	-0.03030	-464.4	111.9
5	0.00350	472.5	0.0	0.00256	464.4	8.1	-0.01341	-464.4	111.9
6	0.00350	-472.5	120.0	-0.00014	-464.4	111.9	-0.04683	-464.4	8.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000007594	-0.000045755	-0.000088058	----	----
2	0.000006734	-0.000055189	0.000318359	----	----
3	0.000008235	-0.000042729	-0.000390837	----	----
4	0.000001324	-0.000291000	0.002874314	----	----
5	0.000004817	-0.000110784	0.001223870	----	----
6	0.000000000	0.000449745	-0.050469405	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.

bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.

Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	366.18	15098.25	2969.69	112.9 98.6	461.2	2.500	1.059	3.8	30.8(0.0)
2	S	359.73	17292.33	3024.87	112.5 100.4	520.2	2.500	1.056	3.7	30.8(0.0)
3	S	594.60	13822.23	2953.74	113.3 98.1	425.8	2.500	1.056	6.2	30.8(0.0)
4	S	259.69	33080.60	3250.82	116.0 107.9	945.5	2.500	1.034	2.5	30.8(0.0)
5	S	850.11	24898.67	3186.70	113.9 105.8	726.4	2.500	1.034	8.2	30.8(0.0)
6	S	145.00	32513.63	3276.45	116.9 108.8	945.0	2.500	1.009	1.4	30.8(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.66	472.5	0.0	-1.1	-464.4	111.9	198	4.5
2	S	0.18	-472.5	120.0	1.4	-403.8	8.1	---	---

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.38	472.5	0.0	1.7	-464.4	111.9	---	---
2	S	0.16	-472.5	120.0	1.9	-403.8	8.1	---	---

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

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica

e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa

e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1	S	1.09	472.5	0.0	2.1	-464.4	111.9	---	---
2	S	0.16	-472.5	120.0	2.0	-222.1	8.1	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	∅	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

Come è possibile evincere le tutte le verifiche sono soddisfatte.

Il fusto pila dell'impalcato **tre travi** ha sezione a setto di dimensioni alla base pari a **26.30 m x 1.20 m** con estremità esterna arrotondata.

Si riportano le sole verifiche della sezione di spiccato.

Per i fusti delle pile è stata prevista la seguente armatura:

- Barre verticali **262φ24**;
- Staffe orizzontali **φ14/20**.

Di seguito si illustrano le verifiche a pressoflessione e taglio.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-1300.0	0.0
2	-1300.0	120.0
3	1300.0	120.0
4	1300.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam∅[mm]
1	-1291.9	8.1	24
2	-1291.9	111.9	24
3	1291.9	111.9	24
4	1291.9	8.1	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	∅
1	1	4	129	24
2	2	3	129	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	14 mm
Passo staffe:	10.0 cm

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	23782.00	-3635.00	14128.00	-246.00	499.00
2	23079.00	-3635.00	11084.00	-246.00	499.00
3	23079.00	-3635.00	-13355.00	409.00	499.00
4	15652.00	-9177.00	2714.00	341.00	-429.00
5	15416.00	-4873.00	9679.00	1139.00	163.00
6	1855.00	341.00	0.00	145.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	17616.00	-3029.00	10294.00
2	1586.00	121.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	17095.00	-3029.00 (0.00)	5980.00 (0.00)
2	1701.00	49.00 (0.00)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	15534.00	-3029.00 (0.00)	-270.00 (0.00)
2	1739.00	43.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.5 cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	23782.00	-3635.00	14128.00	23782.17	-37705.39	145310.06	10.291185.3(936.0)	
2	S	23079.00	-3635.00	11084.00	23078.86	-37421.99	115727.74	10.431185.3(936.0)	
3	S	23079.00	-3635.00	-13355.00	23078.98	-37370.67	-135881.46	10.181185.3(936.0)	
4	S	15652.00	-9177.00	2714.00	15652.03	-33703.21	10148.83	3.681185.3(936.0)	
5	S	15416.00	-4873.00	9679.00	15415.75	-33526.29	65803.73	6.821185.3(936.0)	
6	S	1855.00	341.00	0.00	1854.83	26461.03	0.00	77.601185.3(936.0)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	1300.0	0.0	0.00167	1291.9	8.1	-0.02366	-1291.9	111.9
2	0.00350	1300.0	0.0	0.00150	1291.9	8.1	-0.02581	-1291.9	111.9
3	0.00350	-1300.0	0.0	0.00161	-1291.9	8.1	-0.02447	1291.9	111.9
4	0.00350	1300.0	0.0	0.00042	1291.9	8.1	-0.03921	-1291.9	111.9
5	0.00350	1300.0	0.0	0.00092	1291.9	8.1	-0.03316	-1291.9	111.9
6	0.00350	-1300.0	120.0	-0.00029	-1291.9	111.9	-0.04885	1291.9	8.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000770	-0.000224842	0.002498606	----	----
2	0.000000649	-0.000246863	0.002655889	----	----
3	-0.000000736	-0.000232909	0.002542685	----	----
4	0.000000052	-0.000380454	0.003431900	----	----
5	0.000000425	-0.000317765	0.002947925	----	----
6	0.000000000	0.000467853	-0.052642402	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	247.71	91258.00	3236.63	115.6 107.5	2600.2	2.500	1.042	2.4	30.8(0.0)
2	S	247.31	91266.34	3240.77	115.7 107.6	2600.2	2.500	1.041	2.3	30.8(0.0)
3	S	410.58	91214.75	3238.95	115.6 107.5	2600.2	2.500	1.041	3.9	30.8(0.0)
4	S	341.06	90689.96	3261.53	116.4 108.3	2600.0	2.500	1.028	3.2	30.8(0.0)
5	S	1138.78	90572.34	3258.49	116.3 108.2	2600.1	2.500	1.027	10.8	30.8(0.0)
6	S	145.00	89046.21	3280.08	117.0 108.9	2600.0	2.500	1.003	1.4	30.8(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.04	1300.0	0.0	1.4	-1291.9	111.9	----	----
2	S	0.07	-1300.0	120.0	0.5	-1192.5	8.1	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.99	1300.0	0.0	1.6	-1291.9	111.9	----	----
2	S	0.06	-1300.0	120.0	0.7	-1212.4	8.1	----	----

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

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 1.750 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.90	-1300.0	0.0	1.5	1291.9	111.9	----	----
2	S	0.06	-1300.0	120.0	0.7	-1093.1	8.1	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

10 VERIFICHE SPALLE

Le analisi e verifiche delle spalle sono state effettuate attraverso l'implementazione di specifici fogli di calcolo di excel.

I tabulati di calcolo sono riportati in allegato.

Le analisi fanno riferimento alla Spalla A, con le medesime caratteristiche della Spalla B.

10.1 Analisi della palificata

Il calcolo delle sollecitazioni in fondazione delle spalle è stato effettuato facendo riferimento ad un sistema di coordinate ortogonali destrorso, avente origine in corrispondenza del filo di monte del plinto di fondazione (a metà del lato posto lungo la direzione trasversale al ponte), a livello dell'intradosso del plinto stesso, asse x parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato ed asse z diretto verso il basso.

Le azioni orizzontali (F_x ed F_y) e verticali (F_z) si assumono positive se di verso concorde con quello degli assi. Si indicheranno inoltre con M_x i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse x (momenti trasversali) e con M_y (momenti longitudinali) i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse y. I momenti si assumono positivi se di senso antiorario rispetto all'asse-momento cui si riferiscono.

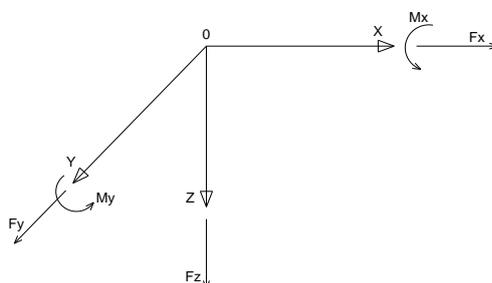


Figura 10.1. Sistema di riferimento

Le azioni trasmesse al baricentro della palificata, sono state determinate con riferimento alle singole condizioni di carico elementari e successivamente combinate.

I coefficienti moltiplicativi delle singole condizioni elementari, relativi alle combinazioni di carico SLU ed SLE considerate sono chiaramente illustrati nei tabulati.

Le azioni trasmesse dall'impalcato sono valutate in asse appoggi, alla quota di intradosso delle travi; successivamente vengono calcolate le azioni elementari al baricentro della palificata considerando i contributi dovuti al trasporto.

Le azioni sismiche inerziali sulle strutture della spalla sono state valutate

Le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla zattera di fondazione sono state determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$, in virtù dell'elevata rigidità della spalla.

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

I criteri seguiti per la risoluzione della palificata e per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione massime agenti sui pali di fondazione sono stati illustrati al par. 9.1

Di seguito si riepilogano gli involuppi delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione:

Bitrave

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	2452	2452	2355	1817	1682	1479
Azione assiale minima	Nmin	520	1809	520	1339	1412	1414
Azione trasversale massima	Vmax	589	589	589	436	399	336

Tre travi

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3088	2744	3088	2033	1922	1712
Azione assiale minima	Nmin	245	2155	245	1595	1642	1643
Azione trasversale massima	Vmax	765	629	765	466	435	366

10.2 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche pali di fondazione

I criteri per la determinazione delle massime sollecitazioni agenti sui pali sono quelli illustrati al paragrafo 9.1.

A parità di costante di reazione orizzontale e diametro dei pali, la lunghezza d'inflessione dei pali di fondazione è la medesima calcolata per i pali di fondazione delle pile §9.2.

Le caratteristiche della sollecitazione prese in conto per le verifiche dei pali di fondazione sono le seguenti:

Bitrave

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2452	2355	1817	1682
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	1809	520	1339	1412
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	1155	1156	856	783
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	Mmax_1a	kNm	1387	1387	1028	940
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	589	589	436	399

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA		SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata		33093	22723
Carico verticale medio agente sui pali		2206	1515

Tre travi

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2744	3088	2033	1922
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	2155	245	1595	1642
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	1234	1501	915	854
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	Mmax_1a	kNm	1481	1802	1098	1025
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	629	765	466	435

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA		SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata		45364	31518
Carico verticale medio agente sui pali		2520	1751

10.3 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

I pali di fondazione delle spalle saranno armati come segue:

1° gabbia:

- Armature longitudinali: 20 ϕ 26+20 ϕ 26 (rinforzo solo per i primi 6.0 m);

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

- Armature trasversali: spirale $\phi 12/10$.

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio relative alle prima gabbia. Nelle verifiche si considerano 20 barre di diametro equivalente pari a $deq = 26 \times 2^{0.5} = 36.77$ mm:

Bitrave

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30
Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	49.5	20	36.8

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2452.00	1387.00	0.00	589.00	0.00
2	1809.00	1387.00	0.00	589.00	0.00
3	2206.00	1387.00	0.00	589.00	0.00
4	2355.00	1387.00	0.00	589.00	0.00
5	520.00	1387.00	0.00	589.00	0.00
6	1515.00	1387.00	0.00	589.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1817.00	1028.00	0.00

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

2 1339.00 1028.00 0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1682.00	940.00 (845.20)	0.00 (0.00)
2	1412.00	940.00 (793.30)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1479.00	790.00 (861.45)	0.00 (0.00)
2	1414.00	790.00 (845.30)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	11.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2452.00	1387.00	0.00	2452.07	3933.03	0.00	2.84	212.3(33.9)
2	S	1809.00	1387.00	0.00	1809.06	3816.41	0.00	2.75	212.3(33.9)
3	S	2206.00	1387.00	0.00	2205.93	3889.58	0.00	2.80	212.3(33.9)
4	S	2355.00	1387.00	0.00	2355.19	3916.03	0.00	2.82	212.3(33.9)
5	S	520.00	1387.00	0.00	520.08	3529.18	0.00	2.54	212.3(33.9)
6	S	1515.00	1387.00	0.00	1515.05	3758.00	0.00	2.71	212.3(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1	0.00350	0.0	60.0	0.00268	0.0	49.5	-0.00501	0.0	-49.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00263	0.0	49.5	-0.00555	0.0	-49.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00266	0.0	49.5	-0.00522	0.0	-49.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00267	0.0	49.5	-0.00509	0.0	-49.5
5	0.00350	0.0	60.0	0.00251	0.0	49.5	-0.00680	0.0	-49.5
6	0.00350	0.0	60.0	0.00260	0.0	49.5	-0.00580	0.0	-49.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c, nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.					
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45					
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue					
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.	
1	0.000000000	0.000077752	-0.001165118	----	----	
2	0.000000000	0.000082686	-0.001461167	----	----	
3	0.000000000	0.000079619	-0.001277129	----	----	
4	0.000000000	0.000078480	-0.001208788	----	----	
5	0.000000000	0.000094053	-0.002143158	----	----	
6	0.000000000	0.000084926	-0.001595580	----	----	

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	589.00	2380.29	1718.91	91.9 77.7	108.8	2.500	1.153	7.8	22.6(0.0)
2	S	589.00	2318.26	1747.95	92.3 79.0	108.0	2.500	1.113	7.6	22.6(0.0)
3	S	589.00	2362.18	1727.65	91.9 78.1	108.9	2.500	1.138	7.7	22.6(0.0)
4	S	589.00	2373.21	1722.37	91.9 77.8	108.9	2.500	1.147	7.7	22.6(0.0)
5	S	589.00	2193.83	1798.64	92.8 81.3	107.1	2.500	1.032	7.4	22.6(0.0)
6	S	589.00	2293.62	1757.29	92.3 79.4	108.1	2.500	1.095	7.6	22.6(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.88	0.0	0.0	-78.1	0.0	-49.5	1140	31.8
2	S	6.85	0.0	120.0	-98.1	0.0	-49.5	1376	53.1

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.29	0.0	0.0	-70.6	0.0	-49.5	1140	31.8
2	S	6.27	0.0	120.0	-81.6	0.0	-49.5	1284	53.1

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

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00041	0	0.500	36.8	87	0.00020 (0.00020)	520	0.105 (0.40)	845.20	0.00
2	S	-0.00047	0	0.500	36.8	87	0.00023 (0.00023)	447	0.104 (0.40)	793.30	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.29	0.0	0.0	-56.8	0.0	-49.5	1100	31.8
2	S	5.28	0.0	120.0	-59.3	0.0	-49.5	1140	31.8

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00033	0	0.500	36.8	87	0.00016 (0.00016)	512	0.083 (0.30)	861.45	0.00
2	S	-0.00035	0	0.500	36.8	87	0.00017 (0.00017)	520	0.088 (0.30)	845.30	0.00

Tre travi

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30
Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	49.5	20	36.8

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2744.00	1481.00	0.00	629.00	0.00
2	2155.00	1481.00	0.00	629.00	0.00
3	2520.00	1481.00	0.00	629.00	0.00
4	3088.00	1802.00	0.00	765.00	0.00
5	245.00	1802.00	0.00	765.00	0.00
6	1751.00	1802.00	0.00	765.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	2033.00	1098.00	0.00
2	1595.00	1098.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1922.00	1025.00 (862.05)	0.00 (0.00)
2	1642.00	1025.00 (810.60)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1712.00	862.00 (884.86)	0.00 (0.00)
2	1643.00	862.00 (868.28)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2744.00	1481.00	0.00	2743.94	3983.45	0.00	2.69	212.3(33.9)
2	S	2155.00	1481.00	0.00	2154.73	3880.45	0.00	2.62	212.3(33.9)
3	S	2520.00	1481.00	0.00	2519.77	3944.84	0.00	2.66	212.3(33.9)
4	S	3088.00	1802.00	0.00	3087.81	4041.12	0.00	2.24	212.3(33.9)
5	S	245.00	1802.00	0.00	244.80	3454.37	0.00	1.92	212.3(33.9)
6	S	1751.00	1802.00	0.00	1750.84	3804.91	0.00	2.11	212.3(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00270	0.0	49.5	-0.00478	0.0	-49.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00266	0.0	49.5	-0.00526	0.0	-49.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00269	0.0	49.5	-0.00496	0.0	-49.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00273	0.0	49.5	-0.00451	0.0	-49.5
5	0.00350	0.0	60.0	0.00248	0.0	49.5	-0.00714	0.0	-49.5
6	0.00350	0.0	60.0	0.00262	0.0	49.5	-0.00560	0.0	-49.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000075606	-0.001036377	----	----
2	0.000000000	0.000080011	-0.001300666	----	----
3	0.000000000	0.000077246	-0.001134776	----	----
4	0.000000000	0.000073177	-0.000890621	----	----
5	0.000000000	0.000097177	-0.002330599	----	----
6	0.000000000	0.000083126	-0.001487540	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezi. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.

bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.

Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	629.00	2400.97	1708.36	91.9 77.2	108.7	2.500	1.171	8.3	22.6(0.0)
2	S	629.00	2358.34	1729.43	91.9 78.2	108.9	2.500	1.135	8.2	22.6(0.0)
3	S	629.00	2385.19	1716.48	91.9 77.6	108.8	2.500	1.157	8.3	22.6(0.0)
4	S	765.00	2433.36	1690.61	91.5 76.4	109.4	2.500	1.193	10.2	22.6(0.0)
5	S	765.00	2153.01	1817.11	93.2 82.1	105.8	2.500	1.015	9.5	22.6(0.0)
6	S	765.00	2313.48	1749.82	92.3 79.1	108.0	2.500	1.109	9.9	22.6(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.35	0.0	0.0	-79.8	0.0	-49.5	1140	31.8
2	S	7.32	0.0	120.0	-97.6	0.0	-49.5	1284	53.1

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.86	0.0	0.0	-73.6	0.0	-49.5	1100	31.8
2	S	6.85	0.0	120.0	-84.7	0.0	-49.5	1239	53.1

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

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione
 Esito della verifica

e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00043	0	0.500	36.8	87	0.00021 (0.00021)	512	0.108 (0.40)	862.05	0.00
2	S	-0.00049	0	0.500	36.8	87	0.00024 (0.00024)	442	0.107 (0.40)	810.60	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

1	S	5.78	0.0	0.0	-58.3	0.0	-49.5	1059	31.8
2	S	5.77	0.0	120.0	-60.9	0.0	-49.5	1100	31.8

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00034	0	0.500	36.8	87	0.00017 (0.00017)	504	0.084 (0.30)	884.86	0.00
2	S	-0.00036	0	0.500	36.8	87	0.00017 (0.00017)	512	0.089 (0.30)	868.28	0.00

Come è possibile evincere tutte le verifiche agli SLU ed SLE sono soddisfatte.

10.4 Dimensionamento delle singole membrature delle spalle

Il dimensionamento delle singole membrature è stato effettuato attraverso la risoluzione di schemi locali appresso dettagliati.

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

10.4.1 Zattera di fondazione

Il dimensionamento della mensola anteriore della zattera di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), sollecitata dalla reazione del palo maggiormente caricato (palo di spigolo).

10.4.2 Mensola posteriore

La verifica della mensola posteriore della zattera di fondazione è stata eseguita con riferimento al modello di trave a mensola soggetta al peso proprio ed al peso del rinterro, e soggetta alle azioni stabilizzanti trasmesse dai pali di fondazione.

10.4.3 Muro frontale

Il dimensionamento del muro frontale è stato effettuato considerando il modello di trave a mensola incastrata alla quota di estradosso della zattera di fondazione.

Le analisi e le verifiche sono relative ad una sezione di larghezza unitaria.

Per semplicità ed a favore di sicurezza, le verifiche del muro frontale sono state condotte a flessione semplice trascurando il contributo stabilizzante offerto dallo sforzo normale.

10.4.4 Paraghiaia

La verifica del Paraghiaia è stata effettuata considerando le sollecitazioni derivanti dal peso proprio, dalla spinta delle terre, dalle spinte esercitate dal sovraccarico accidentale sul terrapieno, da un asse di carico Qik da 300 kN supposto agente in testa al paraghiaia e da una forza di frenatura convenzionale pari a 180 kN (60% di Qik) sempre applicata in testa al paraghiaia (vedi figura seguente).

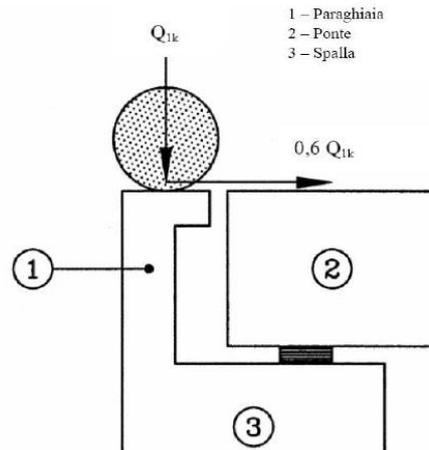


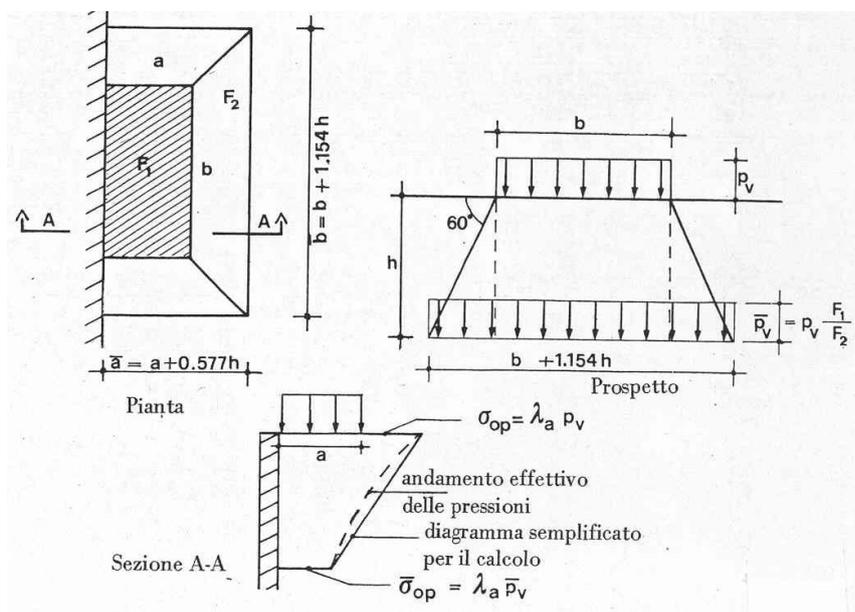
Figura 10.2. Carichi da traffico su muri paraghiaia

Inoltre, sono state valutate le sollecitazioni relative alla fase sismica, generate dalle forze inerziali, dall'incremento di spinta delle terre e dalle azioni direttamente trasmesse dal ritegno longitudinale.

La spinta delle terre in condizioni di esercizio, è stata valutata con riferimento al coefficiente di spinta a riposo K_0 .

Conformemente alle circolari alle NTC2018 (§C.5.1.3.3.5.1), il sovraccarico accidentale da traffico è costituito dal carico Q_{1k} supposto distribuito su un impronta di 3.0 x 2.20.

Questo carico è stato supposto diffuso a 30° lungo il terrapieno fino alla base del paraghiaia.



S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Figura 10.3. Schema di diffusione del sovraccarico accidentale.

La pressione dovuta al sovraccarico quindi decresce come indicato nella sezione A-A di Figura 10.3, interessando però una larghezza sempre maggiore di paraghiaia. Considerando il contributo di una sola colonna di carico, la larghezza collaborante di muro è pari a $(b + 1.154h + 2.00)$.

10.4.5 Muri di risvolto

Il calcolo è relativo al muro di maggiore altezza. Lo schema di calcolo adottato è quello di piastre rettangolari incastrate alla base in corrispondenza della zattera di fondazione e su un lato in corrispondenza del muro frontale. I muri sono soggetti alla spinta delle terre, alle spinte dovute ai sovraccarichi accidentali sul terrapieno in esercizio, ed alle forze inerziali ed all'incremento di spinta delle terre in fase sismica.

Il calcolo delle sollecitazioni generate dalla spinta delle terre, dal sovraccarico accidentale, ipotizzato presente a livello del piano viario, e dal sisma, è stato effettuato utilizzando le tabelle proposte da R. Bares nel testo "Calcolo di Lastre e Piastre con la teoria elastica lineare" (vedi Tab. 1.41 – 1.97). Il calcolo della spinta delle terre è stato condotto con riferimento al coefficiente di spinta a riposo k_0 .

Nel caso in cui è presente una bandiera all'estremità verticale libera del muro si considerano i momenti orizzontali trasmessi al muro di risvolto, valutati con schema di trave a mensola:

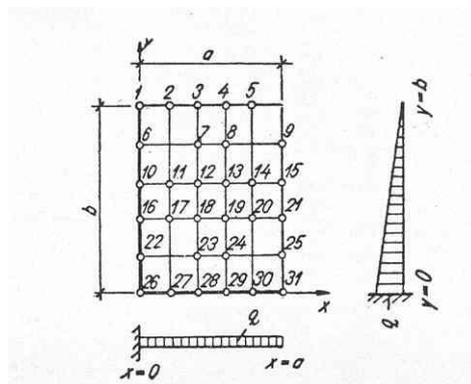


Figura 10.4. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico variabile linearmente con la profondità).

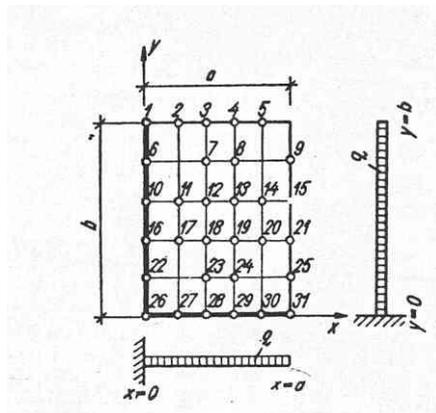


Figura 10.5. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico uniformemente ripartito).

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

10.4.6 Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono state condotte per tutte le membrature, ad eccezione delle mensole anteriori delle spalle, caratterizzate da comportamento a mensola tozza.

I tagli di calcolo sono stati confrontati con le resistenza delle singole membrature, valutate in assenza di specifiche armature trasversali; laddove la verifica fornisce esito negativo, sono state dimensionate le armature trasversali in grado di garantire la soddisfazione delle verifiche.

Come possibile evincere dai tabulati in allegato, le verifiche in assenza di armature trasversali sono positive per il la [mensola posteriore della zattera](#), [muro frontale](#) ed il [paraghiaia](#), ma negative negli altri casi.

Pertanto, per i [muri di risvolto](#) andranno previste specifiche armature trasversali per soddisfare le verifiche a taglio.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

11 VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

11.1 Apparecchi di appoggio

11.1.1 Carichi verticali trasmessi dall'impalcato

I carichi verticali sono stati valutati con i specifici modelli di calcolo utilizzati per il dimensionamento dell'impalcato.

Di seguito si riepilogano i carichi verticali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

Bitrave

Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari

Condizione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili Max	Carichi mobili Min
SPA	295.9	173.2	30.8	-28.1	-183.0	110.4	-110.4	44.5	1180.4	-220.6
P1	1718.5	840.4	63.8	-66.5	183.0	-110.4	110.4	208.4	1962.9	-103.9
P2	1718.5	841.7	63.9	-66.6	183.1	-110.4	110.4	208.7	1967.0	-104.5
SPB	295.9	172.6	30.9	-28.2	-183.1	110.4	-110.4	44.3	1180.6	-222.5

Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni

Fattori moltiplicativi										
Combinazione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PERMANENTI	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE-RARA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00
SLU-STR	1.35	1.35	1.20	1.20	1.20	0.72	0.90	0.90	1.35	1.35
SLU-SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Carichi trasmessi agli appoggi

Combinazione SLE-PERMANENTI												MAX	MIN
Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano	
SPA	295.9	173.2	0.0	0.0	-183.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	469.0	286.0	
P1	1718.5	840.4	0.0	0.0	183.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2742.0	2559.0	
P2	1718.5	841.7	0.0	0.0	183.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2743.4	2560.3	
SPB	295.9	172.6	0.0	0.0	-183.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	468.5	285.4	

Combinazione SLE-RARA

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	295.9	173.2	30.8	-28.1	-183.0	66.2	-66.2	26.7	1180.4	-220.6	1773.1	-55.6
P1	1718.5	840.4	63.8	-66.5	183.0	-66.2	66.2	125.0	1962.9	-103.9	4960.0	2197.3
P2	1718.5	841.7	63.9	-66.6	183.1	-66.3	66.3	125.2	1967.0	-104.5	4965.7	2197.6
SPB	295.9	172.6	30.9	-28.2	-183.1	66.2	-66.2	26.6	1180.6	-222.5	1772.8	-58.1

Combinazione SLU-STR

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	399.4	233.8	36.9	-33.7	-219.6	79.5	-99.4	40.0	1593.5	-297.8	2383.2	-57.3
P1	2320.0	1134.6	76.6	-79.8	219.6	-79.5	99.3	187.6	2650.0	-140.3	6687.6	2967.5
P2	2320.0	1136.3	76.7	-80.0	219.7	-79.5	99.4	187.8	2655.4	-141.1	6695.4	2968.0
SPB	399.4	233.0	37.1	-33.8	-219.7	79.5	-99.4	39.9	1593.9	-300.4	2382.7	-60.7

Combinazione SLU-SIS

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili (max)	Carichi mobili (max)	Sommano	Sommano
SPA	295.9	173.2	30.8	-28.1	-183.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	499.8	257.9
P1	1718.5	840.4	63.8	-66.5	183.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2805.8	2492.5
P2	1718.5	841.7	63.9	-66.6	183.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2807.3	2493.6
SPB	295.9	172.6	30.9	-28.2	-183.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	499.4	257.2

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Tre travi

Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari

Condizione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili Max	Carichi mobili Min
SPA	265.5	120.8	31.9	-29.2	-158.9	96.1	-96.1	14.6	1072.1	-208.7
P1	1515.7	591.5	66.3	-69.0	159.0	96.1	-96.1	69.0	1769.0	-88.1
P2	1515.9	592.2	66.4	-69.1	158.8	-96.0	96.0	69.1	1771.3	-88.3
SPB	265.9	120.5	32.0	-29.3	-158.8	96.0	-96.0	14.5	1072.3	-210.4

Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni

Fattori moltiplicativi										
Combinazione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PERMANENTI	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE-RARA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00
SLU-STR	1.35	1.35	1.20	1.20	1.20	0.72	0.90	0.90	1.35	1.35
SLU-SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Carichi trasmessi agli appoggi

Combinazione SLE-PERMANENTI												MAX	MIN
Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano	
SPA	265.5	120.8	0.0	0.0	-158.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	386.3	227.3	
P1	1515.7	591.5	0.0	0.0	159.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2266.1	2107.2	
P2	1515.9	592.2	0.0	0.0	158.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2266.9	2108.1	
SPB	265.9	120.5	0.0	0.0	-158.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	386.4	227.5	

Combinazione SLE-RARA

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	265.5	120.8	31.9	-29.2	-158.9	57.6	-57.6	8.7	1072.1	-208.7	1556.7	-76.8
P1	1515.7	591.5	66.3	-69.0	159.0	-57.6	57.6	41.4	1769.0	-88.1	4200.5	1851.0
P2	1515.9	592.2	66.4	-69.1	158.8	-57.6	57.6	41.5	1771.3	-88.3	4203.6	1851.7
SPB	265.9	120.5	32.0	-29.3	-158.8	57.6	-57.6	8.7	1072.3	-210.4	1557.0	-78.4

Combinazione SLU-STR

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	Sommano	Sommano
SPA	358.4	163.1	38.3	-35.0	-190.7	69.2	-86.5	13.1	1447.4	-281.7	2089.4	-85.5
P1	2046.2	798.5	79.5	-82.8	190.8	-69.2	86.5	62.1	2388.2	-119.0	5651.7	2511.6
P2	2046.5	799.5	79.6	-82.9	190.5	-69.1	86.4	62.2	2391.2	-119.1	5655.9	2512.6
SPB	359.0	162.6	38.4	-35.1	-190.6	69.1	-86.4	13.1	1447.6	-284.0	2089.8	-87.6

Combinazione SLU-SIS

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili (max)	Carichi mobili (max)	Sommano	Sommano
SPA	265.5	120.8	31.9	-29.2	-158.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	418.2	198.2
P1	1515.7	591.5	66.3	-69.0	159.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2332.4	2038.2
P2	1515.9	592.2	66.4	-69.1	158.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2333.2	2039.0
SPB	265.9	120.5	32.0	-29.3	-158.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	418.4	198.3

I carichi verticali sono ampiamente compatibili con le resistenze Fzd dei dispositivi di appoggio previsti.

11.1.2 Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato

I carichi orizzontali sono stati valutati con lo specifico modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento delle sottostrutture.

I carichi massimi SLU sugli appoggi reagenti alle azioni orizzontali, sono relativi alla combinazione sismica.

Di seguito si riepilogano i carichi orizzontali longitudinali e trasversali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare significativa, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Bitrave

CARICHI ORIZZONTALI LONGITUDINALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO						
Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari						
		1		2		3
		Sisma trasversale		Sisma longitudinale		Forze Parassite
VL		Allineamenti				
trave dx	500	SPA		1219.2		17.3
	510	P1		160.1		51.0
	520	P2		160.1		51.0
	600	SPB				17.3
trave sx	500	SPA		1219.2		31.7
	510	P1		160.1		51.0
	520	P2		160.1		51.0
	600	SPB				31.7
Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni						
Fattori moltiplicativi						
Combinazione n.						
		SLU-SIS X		0.30	1.00	1.00
Carichi trasmessi agli appoggi						
Combinazione SLU-SIS X						
		Sisma trasversale		Sisma longitudinale		Forze Parassite
VL		Allineamenti				
trave dx	500	SPA		0.0	1219.2	17.3
	510	P1		0.0	160.1	51.0
	520	P2		0.0	160.1	51.0
	600	SPB		0.0	0.0	17.3
trave sx	500	SPA		0.0	1219.2	31.7
	510	P1		0.0	160.1	51.0
	520	P2		0.0	160.1	51.0
	600	SPB		0.0	0.0	31.7
						Sommano
						1236.4
						211.1
						211.1
						17.3
						1250.8
						211.1
						211.1
						211.1
						31.7

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Tre travi

CARICHI ORIZZONTALI LONGITUDINALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO							
Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari							
		1		2		3	
Condizione n.							
VL	Allineamenti	Sisma trasversale	Sisma longitudinale	Forze Parassite			
trave dx	500	SPA		1762.7	17.3		
	510	P1	0.0	281.5	51.0		
	520	P2	0.0	220.2	51.0		
	600	SPB			17.3		
trave centr	500	SPA		1762.7	31.7		
	510	P1	0.0	281.5	51.0		
	520	P2	0.0	220.2	51.0		
	600	SPB			31.7		
trave sx	500	SPA		1762.7	31.7		
	510	P1	0.0	281.5	51.0		
	520	P2	0.0	220.2	51.0		
	600	SPB			31.7		
Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni							
Fattori moltiplicativi							
Combinazione n.							
		SLU-SIS X	0.30	1.00	1.00		
Carichi trasmessi agli appoggi							
Combinazione SLU-SIS X							
		Allineamenti	Sisma trasversale	Sisma longitudinale	Forze Parassite		Sommano
trave dx	500	SPA	0.0	1762.7	17.3		1779.9
	510	P1	0.0	281.5	51.0		332.5
	520	P2	0.0	220.2	51.0		271.2
	600	SPB	0.0	0.0	17.3		17.3
trave centr	500	SPA	0.0	1762.7	31.7		1794.3
	510	P1	0.0	281.5	51.0		332.5
	520	P2	0.0	220.2	51.0		271.2
	600	SPB	0.0	0.0	31.7		31.7
trave sx	500	SPA	0.0	1762.7	31.7		1794.3
	510	P1	0.0	281.5	51.0		332.5
	520	P2	0.0	220.2	51.0		271.2
	600	SPB	0.0	0.0	31.7		31.7

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Bitrave

CARICHI ORIZZONTALI TRASVERSALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO						
Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari						
		Condizione n.	1	2	3	
		VT	Sisma	Sisma	Forze	
		Allineamenti	trasversale	longitudinale	Parassite	
trave dx	500	SPA				
	510	P1				
	520	P2				
	600	SPB				
trave sx	500	SPA	155.2			
	510	P1	849.9			
	520	P2	843.6			
	600	SPB	235.8			
Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni						
Fattori moltiplicativi						
		Combinazione n.				
		SLU-SIS Y	1.00	0.30	1.00	
Carichi trasmessi agli appoggi						
Combinazione SLU-SIS Y						
		Allineamenti	Sisma	Sisma	Forze	Sommano
			trasversale	longitudinale	Parassite	
trave dx	500	SPA	0.0	0.0	0.0	0.0
	510	P1	0.0	0.0	0.0	0.0
	520	P2	0.0	0.0	0.0	0.0
	600	SPB	0.0	0.0	0.0	0.0
trave sx	500	SPA	155.2	0.0	0.0	155.2
	510	P1	849.9	0.0	0.0	849.9
	520	P2	843.6	0.0	0.0	843.6
	600	SPB	235.8	0.0	0.0	235.8

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Tre travi

CARICHI ORIZZONTALI TRASVERSALI TRASMESSI AGLI APPARECCHI DI APPOGGIO						
Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari						
		Condizione n.	1	2	3	
		VT	Sisma	Sisma	Forze	
		Allineamenti	trasversale	longitudinale	Parassite	
trave dx	500	SPA				
	510	P1				
	520	P2				
	600	SPB				
trave centr	500	SPA	352.2			
	510	P1	1138.9			
	520	P2	1293.1			
	600	SPB	960.7			
trave sx	500	SPA				
	510	P1				
	520	P2				
	600	SPB				
Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni						
Fattori moltiplicativi						
Combinazione n.						
		SLU-SIS Y	1.00	0.30	1.00	
Carichi trasmessi agli appoggi						
Combinazione SLU-SIS Y						
			Sisma	Sisma	Forze	
		Allineamenti	trasversale	longitudinale	Parassite	Sommano
trave dx	500	SPA	0.0	0.0	0.0	0.0
	510	P1	0.0	0.0	0.0	0.0
	520	P2	0.0	0.0	0.0	0.0
	600	SPB	0.0	0.0	0.0	0.0
trave centr	500	SPA	352.2	0.0	0.0	352.2
	510	P1	1138.9	0.0	0.0	1138.9
	520	P2	1293.1	0.0	0.0	1293.1
	600	SPB	960.7	0.0	0.0	960.7
trave sx	500	SPA	0.0	0.0	0.0	0.0
	510	P1	0.0	0.0	0.0	0.0
	520	P2	0.0	0.0	0.0	0.0
	600	SPB	0.0	0.0	0.0	0.0

11.2 Escursioni degli apparecchi di appoggio e dei giunti di dilatazione

Le escursioni longitudinali dell'impalcato considerate per il dimensionamento di apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione fanno riferimento alla norma EN 1991-1-5. In particolare, si considera un variazione termica agiuntiva di $\pm 20^\circ$:

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Dati	Var	unità	P1	P2	SPB
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	20.0	53.0	73.0
Tipologia di impalcato	Type		2	2	2
Coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05	1.00E-05	1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15	15	15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43	41.43	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59	-7.59	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	25	25	25
Zona climatica	Z		II	II	II
deformazione totale finale per ritiro	εcs		0.00015	0.00015	0.00015
Risultati	Var	unità			
Temperatura massima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmax	[°]	41.4	41.4	41.4
Temperatura minima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmin	[°]	-7.7	-7.7	-7.7
Temperatura massima del ponte	Te,max	[°]	45.4	45.4	45.4
Temperatura minima del ponte	Te,min	[°]	-3.7	-3.7	-3.7
Massima variazione termica in contrazione: $DTN,con = T0 - Te,min$	$\Delta TN,con$	[°]	18.7	18.7	18.7
Massima variazione termica in espansione: $DTN,exp = Te,max - T0$	$\Delta TN,exp$	[°]	30.4	30.4	30.4
Variazione termica complessiva: $DTn = Te,max - Te,min$	ΔTN	[°]	49.1	49.1	49.1
Massima variazione termica in contrazione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,con_g$	[°]	38.7	38.7	38.7
Massima variazione termica in espansione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,exp_g$	[°]	50.4	50.4	50.4
Massima contrazione longitudinale per ritiro	$\Delta Irit,con$	mm	-3	-8	-11
Massimo contrazione longitudinale per var. termica uniforme	$\Delta Imax,con$	mm	-8	-21	-28
escursione complessiva di contrazione	$\Delta Imax,con$	mm	-11	-28	-39
Massima espansione longitudinale per var. termica uniforme	$\Delta Imax,exp$	mm	10	27	37
escursione complessiva longitudinale	$\Delta Itot$	mm	21	55	76
escursione complessiva longitudinale di progetto	$\Delta Itot$	mm	50	100	100

I precedenti spostamenti, calcolati in fase di esercizio, risultano minori rispetto a quelli calcolati in fase sismica, pari a:

Spotamento agli SLV (modello)	d	mm	0.5	1.1	1.2
Spotamento (Ritiro + Termica 50%)			7	18	25
Spotamento totale agli SLV	slong ±	mm	7	19	26
Spotamento totale agli SLV di progetto	slong ±	mm	25	25	50
escursione complessiva longitudinale di progetto SLV	$\Delta Itot$	mm	50	50	100

Pertanto alle estremità dell'impalcato saranno disposti giunti in grado di garantire una escursione complessiva di 50 mm in corrispondenza della spalla SPA e 100 mm in corrispondenza della spalla SPB in direzione longitudinale.

11.3 Riepilogo caratteristiche di progetto dispositivi di vincolo e giunti

Di seguito si riepilogano le caratteristiche di progetto prescritte per gli apparecchi di appoggio e per i giunti di dilatazione:

CA316351

Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas**LEGENDA****APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO**

VF	APPARECCHIO FISSO
VUT	APPARECCHIO UNI TRASVERSALE
VUL	APPARECCHIO UNI LONGITUDINALE
VM	APPARECCHIO MOBILE

CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI APPARECCHI DI APPOGGIO

N _{sd} SLU	MASSIMO CARICO VERTICALE SLU
VI SLU	MASSIMO CARICO ORIZZONTALE LONGITUDINALE SLU
Vt SLU	MASSIMO CARICO ORIZZONTALE TRASVERSALE SLU
S _{long}	SCORRIMENTO IN DIREZIONE LONGITUDINALE
S _{trasv}	SCORRIMENTO IN DIREZIONE TRASVERSALE

CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI GIUNTI DI DILATAZIONE

S _{long tot}	SCORRIMENTO COMPLESSIVO IN DIREZIONE LONGITUDINALE
S _{trasv tot}	SCORRIMENTO COMPLESSIVO IN DIREZIONE TRASVERSALE
B _{cord_sx} o B _{cord_sx}	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE DI CORDOLO O MARCIAPIEDE IN CORRISPONDENZA ELEMENTO MARGINALE SX O INTERNO
B _{piat}	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE IN ELASTOMERO ARMATO DA DISPORRE IN CORRISPONDENZA PIATTAFORMA STRADALE
B _{cord_dx} o B _{cord_est}	LARGHEZZA DEL GIUNTO DI DILATAZIONE DI CORDOLO O MARCIAPIEDE IN CORRISPONDENZA ELEMENTO MARGINALE DX O ESTERNO

PO01 - PONTE RIU SESTU - ELMAS - CARREGGIATA DESTRA (DIR. VILLASPECIOSA)**APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO**

Allineamento	Tip	TRAVI INTERNE						TRAVI ESTERNE						
		N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]	Tip	N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]
SPA	VF	3500	2400	2400	50		0.010	VUT	3500	2400			25	0.010
P1	VUL	8000		1000			0.010	VM	8000			50	25	0.010
P2	VUL	8000		1000	50		0.010	VM	8000			50	25	0.010
SPB	VUL	3500		350	50		0.010	VM	3500			50	25	0.010

GIUNTI DI DILATAZIONE

Allineamento	S _{long tot} [mm]	S _{trasv tot} [mm]	B _{cord_int} [m]	B _{piat} [m]	B _{cord_est} [m]
SPA	50	50	1.05	13.55	1.05
SPB	100	50	1.05	13.55	1.05

PO01 - PONTE RIU SESTU - ELMAS - CARREGGIATA CENTRALE (DIR. CAGLIARI)**APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO**

Allineamento	Tip	TRAVE SINISTRA						TRAVE CENTRALE						TRAVE DESTRA								
		N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]	Tip	N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]	Tip	N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]	
SPA	VUT	3000	2100			25	0.010	VF	3000	2100	2100	50		0.010	VUT	3000	2100				25	0.010
P1	VM	7000			50	25	0.010	VUL	7000		1500			0.010	VM	7000				50	25	0.010
P2	VM	7000			50	25	0.010	VUL	7000		1500	50		0.010	VM	7000				50	25	0.010
SPB	VM	3000			50	25	0.010	VUL	3000		300	50		0.010	VM	3000				50	25	0.010

GIUNTI DI DILATAZIONE

Allineamento	S _{long tot} [mm]	S _{trasv tot} [mm]	B _{cord_int} [m]	B _{piat} [m]	B _{cord_est} [m]
SPA	50	50	1.04	18.77	1.04
SPB	100	50	1.04	18.77	1.04

PO01 - PONTE RIU SESTU - ELMAS - CARREGGIATA SINISTRA (DIR. CAGLIARI)**APPARECCHI DI APPOGGIO IN ACCIAIO-TEFLON A DISCO ELASTOMERICO CONFINATO**

Allineamento	Tip	TRAVI INTERNE						TRAVI ESTERNE						
		N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]	Tip	N _s slu [kN]	VI SLU [kN]	Vt SLU [kN]	S _{long} ± [mm]	S _{trasv} ± [mm]	rot [rad]
SPA	VF	3500	2400	2400	50		0.010	VUT	3500	2400			25	0.010
P1	VUL	8000		1000			0.010	VM	8000			50	25	0.010
P2	VUL	8000		1000	50		0.010	VM	8000			50	25	0.010
SPB	VUL	3500		350	50		0.010	VM	3500			50	25	0.010

GIUNTI DI DILATAZIONE

Allineamento	S _{long tot} [mm]	S _{trasv tot} [mm]	B _{cord_int} [m]	B _{piat} [m]	B _{cord_est} [m]
SPA	50	50	1.05	12.50	1.05
SPB	100	50	1.05	12.50	1.05

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

12 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI

In accordo alle NTC2018 le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite di sfilamento del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Stabilità globale.

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate esclusivamente nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, mentre vengono omesse per fondazioni che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

Le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) sono illustrate nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Relativamente agli stati limite di esercizio (SLE) è stata effettuata una stima del cedimento del palo singolo e della palificata soggetti a carichi verticali.

12.1 Criteri di Calcolo

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificatanei riguardi dei carichi assiali, trasversali e di sfilamento), sono state effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi parziali A1, M1, R3 definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, precedentemente illustrate, 6.4.II e 6.4.VI:

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

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

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

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

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

12.1.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione

Deve essere:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Dove:

F_{cd} è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

R_{cd} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

Essendo:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$ la resistenza alla base di progetto;

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ la resistenza laterale di progetto;

W_p il peso del palo alleggerito;

γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$R_{bk} = \text{Min} [(R_{bc}, cal)_{media} / \xi_3; (R_{bc}, cal)_{min} / \xi_4]$ la resistenza alla punta caratteristica;

$R_{sk} = \text{Min} [(R_{sc}, cal)_{media} / \xi_3; (R_{sc}, cal)_{min} / \xi_4]$ la resistenza laterale caratteristica;

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

ξ_3, ξ_4 coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

$R_{b,cal}$ ed $R_{s,cal}$ rappresentano le resistenze alla base e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

$$R_{b,cal} = qb Ap \quad \text{la resistenza alla punta e:}$$

$$R_{s,cal} = \sum_i^n qs_i A_i \quad \text{la resistenza laterale}$$

i è lo strato iesimo attraversato dal palo ed n il numero totale degli strati.

12.1.1.1 Unità a comportamento coesivo (Argille e limi)

La verifica è effettuata in termini di tensioni totali.

La resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$qb = \sigma_v + 9 cu$$

essendo σ_v la tensione verticale totale alla quota della base del palo e cu la coesione non drenata del terreno di fondazione alla base.

Relativamente alla resistenza laterale, il valore di qs_i viene determinato come:

$$qs_i = \alpha_i c_{ui}$$

Essendo:

α un coefficiente riduttivo della coesione non drenata c_u , variabile secondo quanto suggerito da AGI (1984) per pali trivellati:

Tipo di palo	Valori di c_u [kPa]	Valori di α
Trivellato	$c_u < 25$	0.9
	$25 \leq c_u < 50$	0.8
	$50 \leq c_u < 75$	0.6
	$c_u \geq 75$	0.4

Tabella 12.1 – Valori di α (AGI 1984)

12.1.1.2 Unità a comportamento incoerente (Sabbie, Sabbie limose e Ghiaie)

La verifica è effettuata in termini di tensioni efficaci.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Per pali trivellati di grande diametro la resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$q_b = N_q^* \times \sigma_v'$$

N_q^* è il coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere di un cedimento alla base del palo pari a (0.06 – 0.1) D valutato secondo Berezantzev (1965), e σ_v' la tensione verticale alla base del palo in termini di tensioni efficaci.

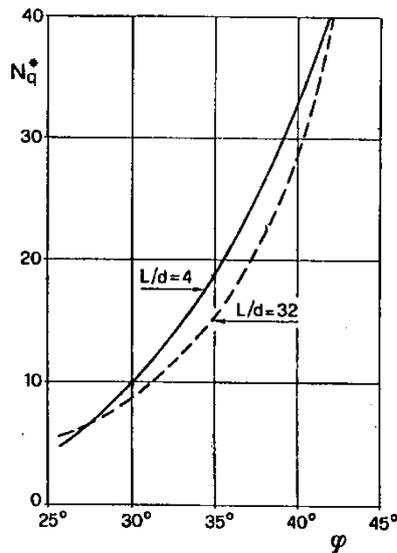


Figura 12.1 – Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965), corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base

In ogni caso è stato assunto per q_b un valore limite $q_{b,max}$ pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione [Gwizdala (1984), Reese&O'Neill (1988) e Matsui (1993)]:

$$q_{b,max1} = (N_{spt})_m \times \alpha_N \text{ (kPa)}$$

Essendo:

α_N un coefficiente empirico pari a:

$$\alpha_N = 150 \text{ per ghiaie} \quad \alpha_N = 120 \text{ per sabbie} \quad \alpha_N = 85 \text{ per sabbie limose}$$

$(N_{spt})_m$ Il valore di N_{spt} medio su un tratto pari a 1.5 D al di sopra e al di sotto della base del palo.

e dalla seguente tabella:

$$q_{b,max2} = 7500 \text{ per ghiaie} \quad q_{b,max2} = 5800 \text{ per sabbie} \quad q_{b,max2} = 4300 \text{ per sabbie limose}$$

La resistenza unitaria laterale q_{si} viene determinato in accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) come:

$$q_{si} = \sigma_v'_m \beta(z) \leq q_{s,max}$$

essendo:

S.S. 130 "Iglesiente"		
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

σ'_m il valore della tensione verticale determinata alla quota media dello strato considerato;

β coefficiente empirico;

$q_{s,max}$ tensione tangenziale ultima consigliabile.

In accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori:

$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 z^{0.34} \geq 0.25$ per i depositi sabbiosi

$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 z^{0.75} \geq 0.25$ per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi

In accordo a Reese & Wright (1977) nel caso di pali trivellati a fango, il valore di $q_{s,max}$ è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$q_{s,max} = 3 \times N_{spt}$ (kPa) per $N_{spt} \leq 53$

$q_{s,max} = 142 + 0,32 \times N_{spt}$ (kPa) per $N_{spt} > 53$

12.1.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione

L'interasse tra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro.

La resistenza ai carichi verticali $R_{cd,gr}$ del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = \eta n R_{cd}$$

In cui:

η è l'efficienza del gruppo di pali;

n Il numero complessivo di pali del gruppo.

R_{cd} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 12.1.1.

Per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali (non minori di tre volte il diametro dei pali), l'efficienza è sempre maggiore dell'unità e nel progetto viene assunta pari ad uno. In questi casi, la verifica di collasso per carico limite del palo singolo è certamente più gravosa di quella relativa al gruppo che, pertanto, viene omessa.

Per palificate in terreni coesivi, l'efficienza del gruppo di pali risulta minore dell'unità.

Il valore dell'efficienza è stato determinato attraverso la nota formula empirica di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 m n}$$

In cui:

d diametro dei pali;

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

- i* interasse tra i pali;
- m* numero di file di pali;
- n* numero di pali per ciascuna fila.

La verifica si ritiene soddisfatta se:

$$N_{\max \text{ SLU}} \leq R_{cd,gr}$$

Dove:

$N_{\max \text{ SLU}}$ è il massimo carico verticale agli SLU-STR o SLV agente sulla palificata.

12.1.3 Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione

Deve essere:

$$F_{td} \leq R_{td}$$

Dove:

F_{td} è il carico assiale di trazione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

R_{td} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = 0.7 R_{sd} + W_p$$

Essendo:

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ la resistenza laterale di progetto;

W_p il peso del palo alleggerito;

γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

R_{sk} la resistenza laterale caratteristica, valutata secondo quanto illustrato al paragrafo 12.1.1.

Come è possibile evincere per le verifiche a carichi di trazione si assume una resistenza laterale pari al 70% della corrispondente valutata per pali in compressione.

12.1.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

Deve essere:

$$F_{trd} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

F_{trd} è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

$R_{tr,d}$ la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$ la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;

γ_T coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di apli soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;

$R_{tr,k} = \text{Min} [(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$ la resistenza laterale caratteristica ai carichi orizzontali allo SLU;

ξ_3, ξ_4 coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

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

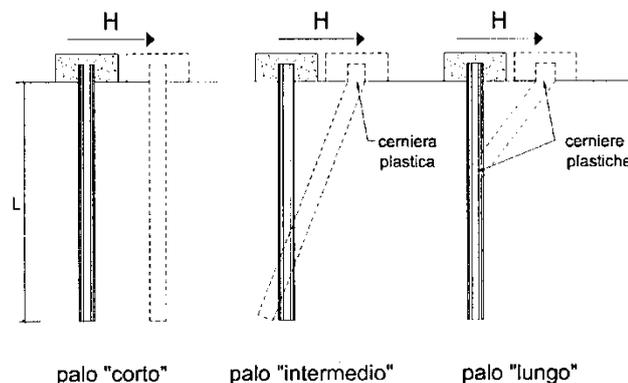
Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

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

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

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

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



S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

Figura 12.2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

12.1.4.1 Unità a comportamento coesivo

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

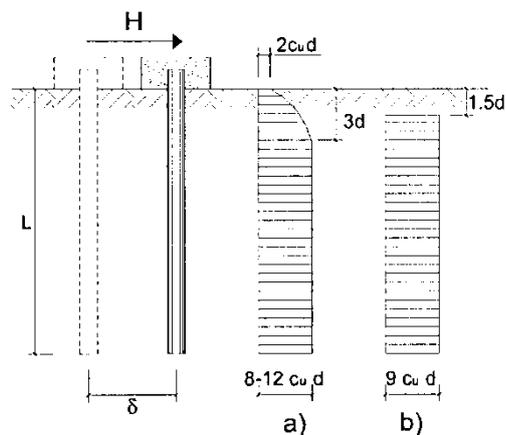
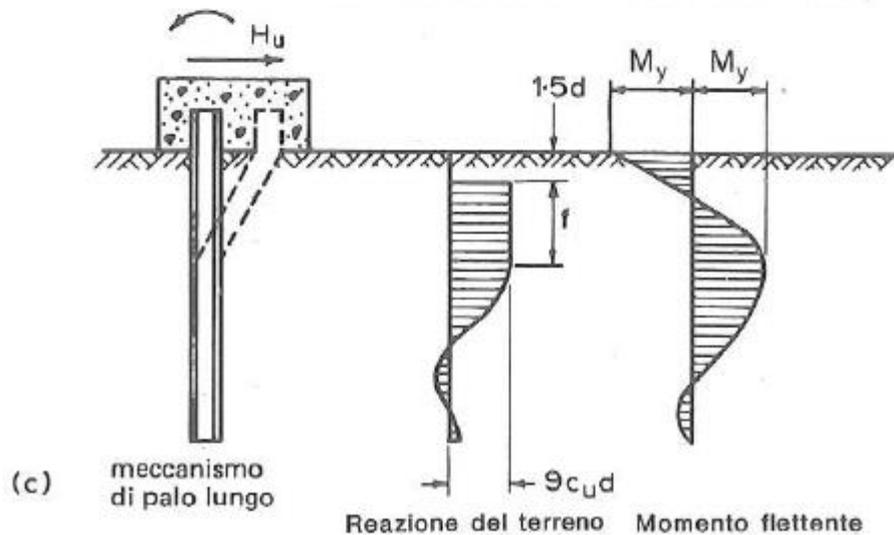
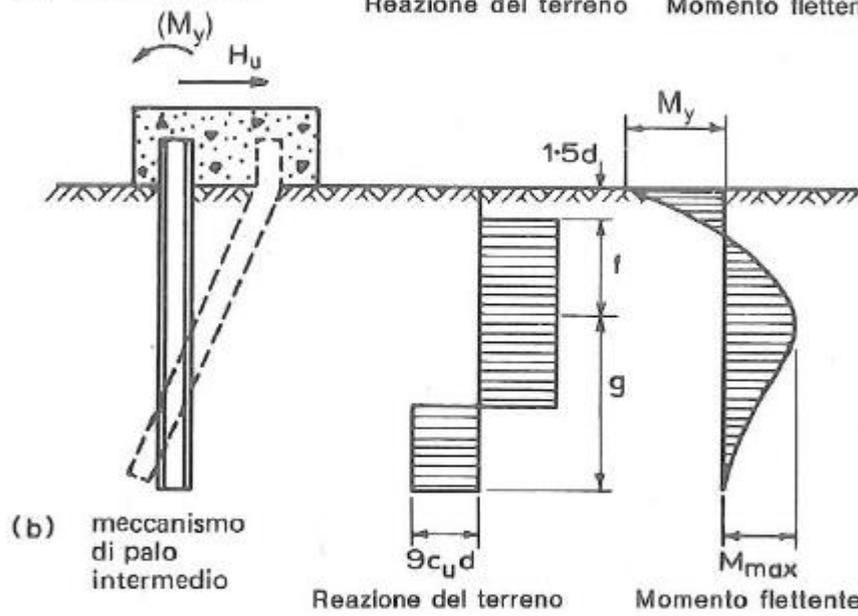
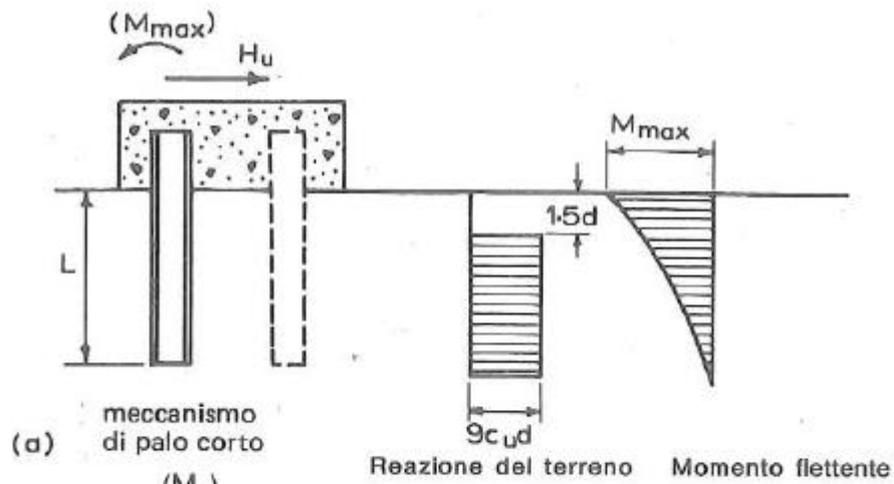


Figura 12.3 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

Nella figura seguente si riportano gli schemi di calcolo per i tre meccanismi di rottura precedentemente illustrati:



S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Figura 12.4 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni coesivi (Broms, 1984).

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

$$H \text{ lim} = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \text{ lim} = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \text{ lim} = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di $H \text{ lim}$ si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \text{ lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \text{ lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

12.1.4.2 Unità a comportamento incoerente

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

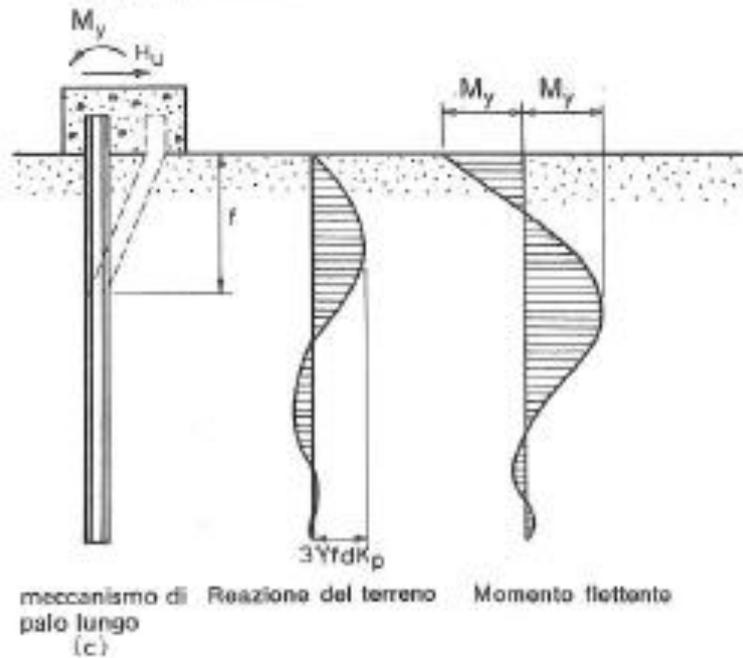
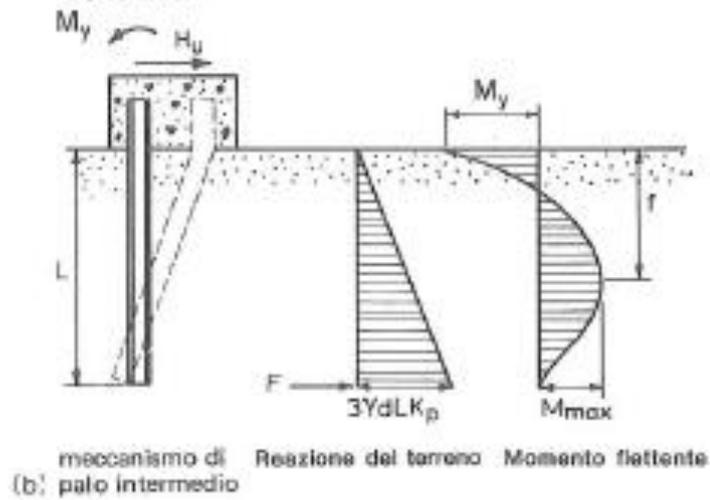
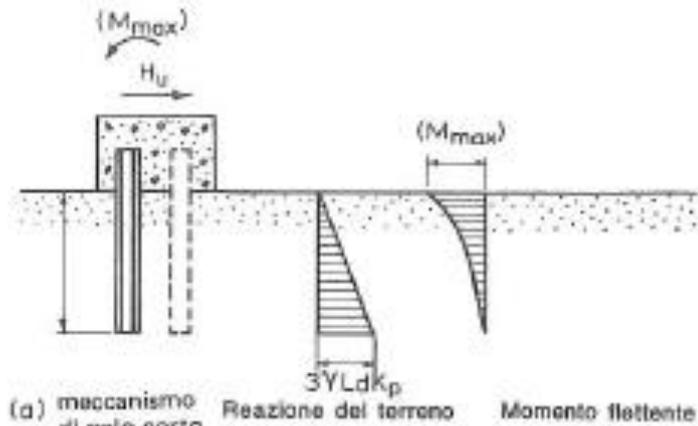
$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

k_p il coefficiente di spinta passiva;

z la profondità da piano campagna;

γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume γ' .



S.S. 130 "Iglesiente"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

Figura 12.5 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni incoerenti (Broms, 1984).

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

$$H \text{ lim} = 1.5k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

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

$$H \text{ lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{My}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di $H \text{ lim}$ si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \text{ lim} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left(\frac{2M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

12.1.5 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale

La resistenza ai carichi trasversali $R_{cd,gr}$ del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{tr,dgr} = \eta n R_{tr,d1}$$

In cui:

η_{tr} è l'efficienza del gruppo di pali;

n Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{tr,d1}$ la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 12.1.1, per un valore del momento di plasticizzazione corrispondente allo sforzo normale medio agente sui pali della palificata

Il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

“Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5.”

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per il caso di interesse, relativo a pali disposti ad interasse non minore di 3 diametri si ritiene possibile considerare $\eta_{tr} = 80\%$.

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 12.6 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 12.9 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

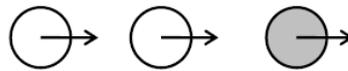


Figura 12.6 – Schema A – Pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 12.7.

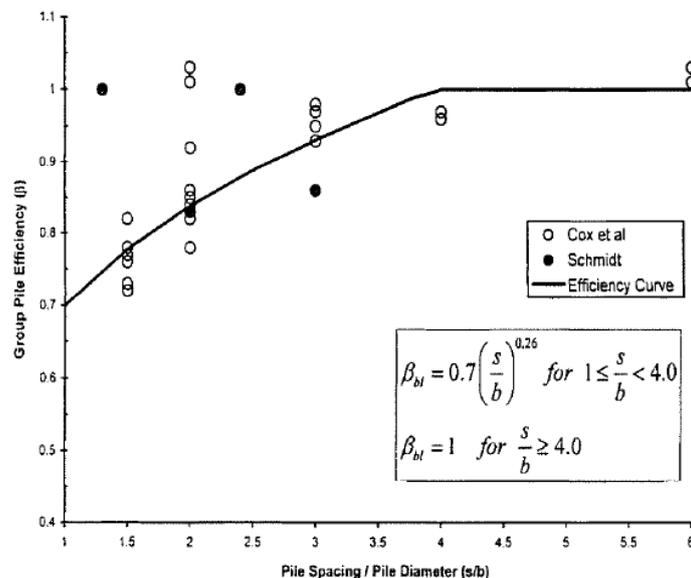


Figura 12.7 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali frontali

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 12.8.

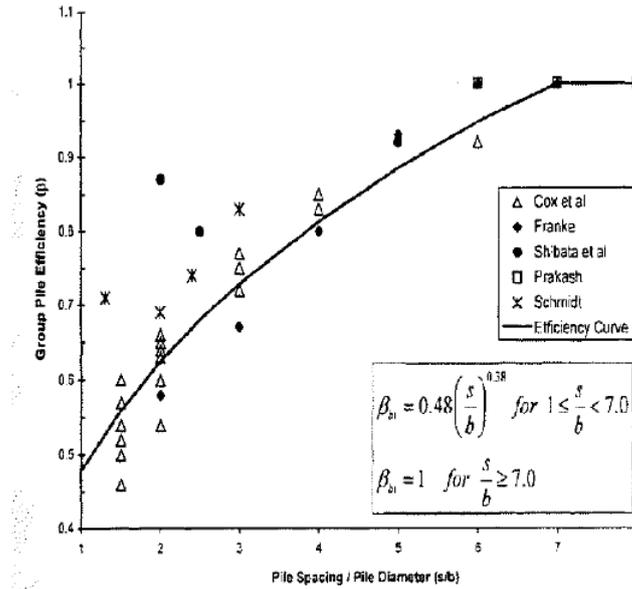


Figura 12.8 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali retrostanti

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

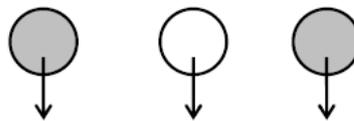


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Figura 12.9 – Schema B – Pali affiancati

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 12.10.

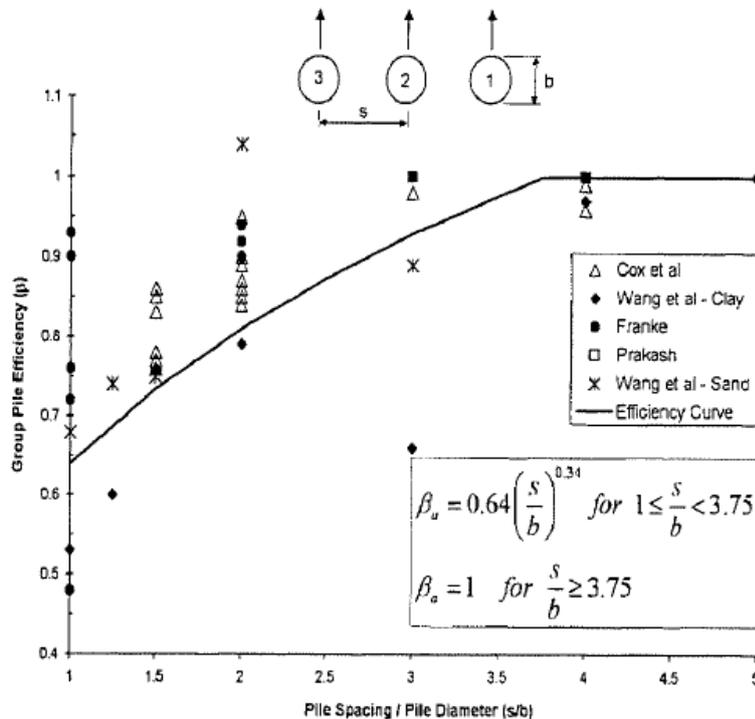


Figura 12.10 – Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione del carico

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

Nel caso in esame si considera un incremento massimo delle sollecitazioni sul palo singolo pari al 20%.

12.1.6 Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato effettuato in accordo al metodo proposto da Poulos.

Il terreno viene assunto omogeneo con modulo di Young e coefficiente di Poisson costanti.

Il metodo distingue due casi:

- floating pile, ovvero "palo sospeso";
- end bearing, ovvero palo ammorsato su un terreno più rigido.

Per entrambi i casi, il cedimento in testa al palo può essere stimato con sufficiente accuratezza, nell'ipotesi di palo deformabile in un semispazio elastico, attraverso la seguente relazione:

$$w_1 = \frac{PI}{E_s d}$$

nella quale:

w_1 cedimento del palo isolato;

P carico assiale applicato;

$I_{floating\ pile} = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$;

CA316351

Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas

$$I_{end\ bearing} = I_o \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_v;$$

- I_o fattore di influenza (per un palo rigido in un semispazio elastico per $\nu = 0.5$)
- R_K fattore correttivo che tiene conto della compressibilità del palo;
- R_h fattore correttivo che tiene conto della profondità (finita) del substrato rigido;
- R_b fattore correttivo caso End Bearing funzione del rapporto L/d e E_B/E_s ;
- R_v fattore correttivo del coefficiente di Poisson;
- h altezza totale dello strato di terreno;
- E_s modulo elastico del terreno (assunto un valore pari alla media pesata secondo lo spessore degli strati attraversati dal palo).

Di seguito si riporta il significato dei simboli per i parametri delle correlazioni grafiche:

- d_b diametro del palo alla base;
- d diametro del palo in testa;
- L lunghezza del palo;
- K rapporto tra i moduli di elasticità del materiale costituente il palo e del terreno.

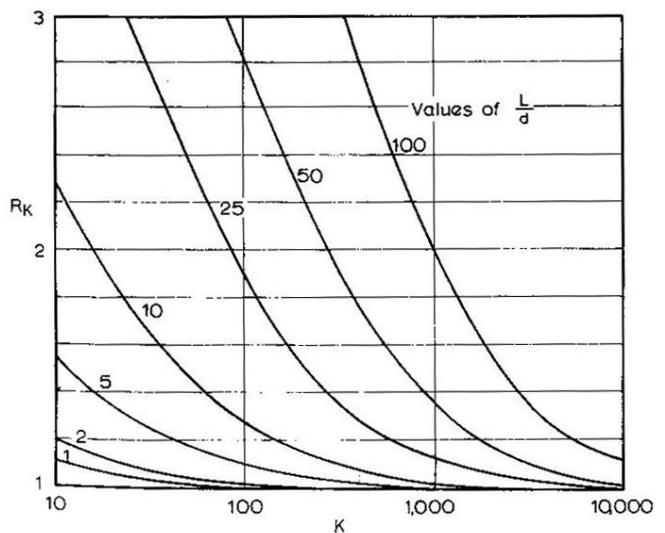
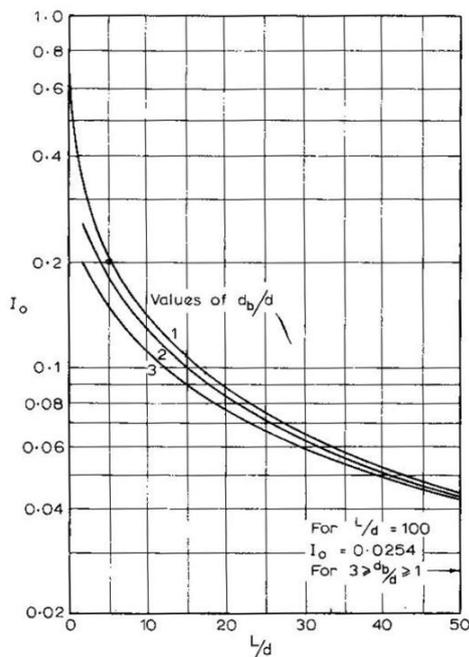


Figura 12.11 – fattori correttivi I_o ed R_K

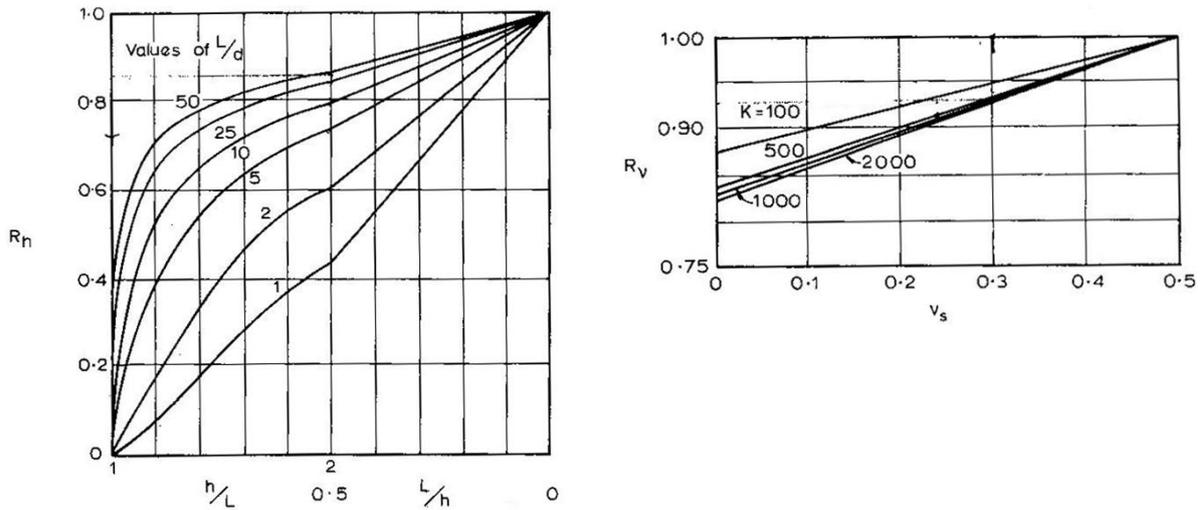


Figura 12.12 – fattori correttivi R_h ed R_v

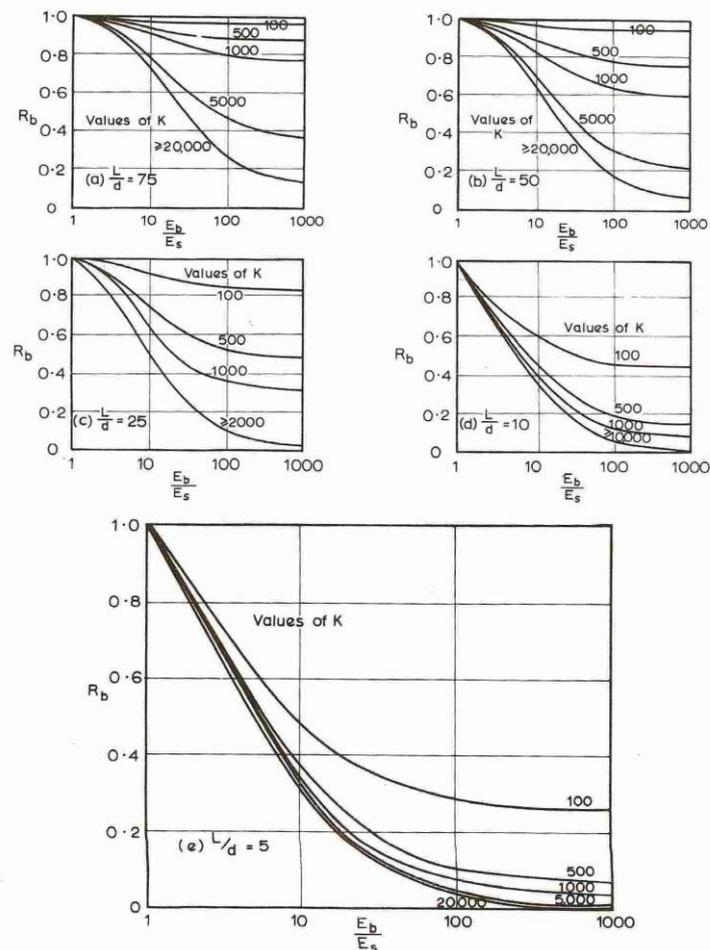


Figura 12.13 - fattore correttivo R_b : caso end-bearing

S.S. 130 "Iglesiente"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

12.1.7 Verifiche SLE - Cedimenti della palificata

Il calcolo dei cedimenti della palificata viene effettuato a partire dal cedimento del palo singolo w_1 valutato a parità di carico medio per palo, attraverso la seguente espressione suggerita da AGI (1984), relativa al caso di pali trivellati:

$$w = w_1 \left(\frac{0.6B}{0.3B + 0.3} \right)^2$$

In cui B è la dimensione minima in pianta della palificata espressa in metri.

12.2 Applicazione al caso in esame

Si omettono le verifiche di stabilità globale delle fondazioni su pali del ponte, che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

12.2.1 Caratteristiche delle opere di fondazione su pali

Le fondazioni delle spalle e delle pile sono di tipo indiretto su pali trivellati $\phi 1200$, collegati in testa da rigide zattere di fondazione di altezza pari a 2.0 m per le spalle e 1.80 m per le pile.

Per le spalle dei **bitrave** sono previsti pali disposti secondo una maglia rettangolare (5 x 3), garantendo una distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m (3D).

Per le spalle del **tre travi** sono previsti pali disposti secondo una maglia rettangolare (6 x 3), garantendo una distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m (3D).

Per le pile dei **bitrave** sono previsti palificate con 8 pali, disposti su due file con distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m.

Per le pile dei del **tre travi** sono previsti palificate con 14 pali, disposti su due file con distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m.

12.2.2 Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto

Di seguito si riepilogano le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto impiegati nel dimensionamento delle fondazioni su pali.

Inoltre, è indicato il numero delle verticali indagate, utile al dimensionamento dei pali.

VIADOTTO: **PO01** Numero delle verticali indagate spinte a profondità utile al dimensionamento dei pali **2**

Allineamento: **SPA - da P1 a P8 - SPB**

Profondità falda da piano di campagna **zw** m **5.0**

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA										PARAMETRI DI DEFORMABILITA'	
				VALORI MEDI					VALORI MINIMI					G0 [MPa]	Eoperativo [MPa]
				γ_{med} [kPa]	$c_{U,med}$ [kPa]	c'_{med} [kPa]	ϕ'_{med} [°]	NSPT	γ_{min} [kPa]	$c_{U,min}$ [kPa]	c'_{min} [kPa]	ϕ'_{min} [°]	NSPT		
1	0.00	15.00	G	18.2	14.0	37.0	34	17.0	25.0	28.0	15	343	86		
2	15.00	50.00	A-SAM	19.5	144	35.0	28.0	25	17.1	100.0	23.0	23	8	497	124

Tabella 12.2 – Stratigrafie e parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni

Relativamente ai moduli elastici del terreno utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati adottati valori "operativi", che tengono conto del livello di deformazione tipico del problema esaminato, e sono pari a 1/10 dei moduli a piccolissimi livelli di deformazione E_0 .

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

12.2.3 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto Rcd – Lunghezza del palo (Lp), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto Fcd.

I valori di Fcd, Ftd e Fcd_{gr} considerati nelle verifiche, sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Le tabelle seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni agenti e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI			PARAMETRI MEDI			PARAMETRI MINIMI			ENV		MEDI		MINIMI		ENV		C.U.	
Stratigrafia	Allineamenti	Lp [m]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rcd [kN]	Edc [kN]	c.u. %	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Edt [kN]	c.u. %		
STR1	SPALLE	27.0	4480	345	4643	4428	368	4553	4553	3088	68%	3319	3342	3319	0	0%		
	PILE	32.0	5225	345	5357	5208	368	5289	5289	3528	67%	3872	3933	3872	0	0%		

Tabella 12.3 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione (sfilamento)

RIEPILOGO RISULTATI						MEDI		MINIMI		ENV		C.U.	
Stratigrafia	Allineamenti	D [m]	i [m]	npali	η (%)	Rcd,gr med [kN]	Rcd,gr min [kN]	Rcd,gr [kN]	Edc [kN]	c.u. %			
STR1	SPALLE	1.20	3.60	18	69%	57896	56776	56776	45364	80%			
	PILE	1.20	3.60	14	72%	54149	53458	53458	45132	84%			

Tabella 12.4 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione

12.2.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto Rtr,d – Momento di plasticizzazione testa palo (MRd), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto Ftr,d.

I valori di Ftr,d considerati nelle verifiche sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Per la verifica del palo singolo, come illustrato in precedenza, si considera un valore della forza trasversale di progetto SLU amplificata del 20% rispetto a quella fornita dalla risoluzione della palificata.

Il momento ultimo, considerato per la valutazione della resistenza media della palificata è quello corrispondente allo sforzo normale medio.

La tabella seguente illustra i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

RIEPILOGO RISULTATI		PALO SINGOLO				PALIFICATA						
Stratigrafia	Allineamenti	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	η (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
STR1	SPA	3454	1027	765	75%	3805	1106	18	80%	15920	13770	86%
	PILE	2181	745	162	22%	2314	791	6	80%	3797	972	26%

Tabella 12.5 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

12.2.5 Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata

In allegato si riporta il calcolo dei cedimenti per i pali singoli e per le palificate.

Si è fatto riferimento al comportamento di [palo sospeso su strato di spessore indefinito](#).

Si ottiene quanto segue:

RIEPILOGO RISULTATI			
Allineamenti	Nmax (kN)	w palo singolo (mm)	w palificata (mm)
SPALLE	2033	1.6	5.2
PILE	2621	1.9	5.3

I valori ottenuti sono contenuti e compatibili con la funzionalità dell'opera.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas	

13 DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)

13.1 Tipo di analisi svolte

Le analisi strutturali e le verifiche per il dimensionamento delle strutture sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato ricorrendo a modelli piani in cui gli elementi strutturali sono stati schematizzati come elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli esterni sono costituiti da semplici appoggi.

Le sollecitazioni sismiche sono calcolate attraverso analisi dinamica lineare.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui le opere saranno soggette.

13.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

ANALISI STRUTTURALE

Nome del Software: SAP2000 14 Advanced

Produttore CSI Computer & Structures, Inc 1995 University Avenue Berkley, CA

Licenza concessa a VIA INGEGNERIA s.r.l. – Licenza N° S15307

13.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori del software contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati con l'individuazione dei campi d'impiego.

13.4 Modalità di presentazione dei risultati

Le relazioni di calcolo strutturale presentano i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Le relazioni di calcolo illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

13.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il codice di calcolo SAP2000 consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

13.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, il Progettista delle Strutture asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**14 ALLEGATO 1 – IMPALCATO - ANALISI STATICA GLOBALE –
 CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI -
 BITRAVE**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE
 Analisi della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni

inclinazione anime

deg 14.04 0.245 rad

Rck = 45 Mpa
 n0 = 6.16
 ninf = 15.11
 nrnt = 15.79

eps = 0.81 (c/t)max = 11.39

eps = 0.81 (c/t)max = 11.39

Sez	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.trave-asse impalcato	soletta	Piattabanda superiore								Anima		Piattabanda inferiore								Soletta in c.a. - larghezza collaborante										
					B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lcampata (m)	b1 (m)	b2 (m)	bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)
1	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.670	4	0.0165	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.044	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
2	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.670	4	0.0165	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.044	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
3	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
4	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
5	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
6	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
7	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
8	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
9	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
10	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
11	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
12	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
13	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
14	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
15	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
16	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
17	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
18	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
19	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
20	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	ci	33.000	2.645	2.620	5.625	0.240	0.070	0.540
21	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
22	2	11.250	2.800	fessurata	0.700	0.035	0.600	0.025	0.658	0.060	5.297	<4	0.0227	1.475	0.800	0.025	0.900	0.040	0.862	0.065	6.453	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
23	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
24	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
25	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
26	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.588	4	0.0206	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	10.992	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
27	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.670	4	0.0165	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.044	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540
28	2	11.250	2.800	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	13.670	4	0.0165	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.044	<4	5.650	0.360	5.600	cb	20.000	2.645	2.620	4.360	0.240	0.070	0.540

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**15 ALLEGATO 2 – IMPALCATO ANALISI STATICA GLOBALE –
 CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA -
 BITRAVE**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE
Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni interamente reagenti

Inclinazione anime deg 14.04 0.245 rad

Rck = 45 Mpa
nD = 6.16
ninf = 15.11
nrit = 15.79

Table with columns for section properties (Sez, FRAME, LOC, Progr, etc.) and material characteristics. It is divided into sections: Piattabanda superiore, Anima, Piattabanda inferiore, and Soletta in c.a. - larghezza collaborante.

Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico inerziali

Table with columns for Armatura soletta in c.a., Trave isolata, Trave composta - nsninf., and Trave composta - nsnrif. The table contains detailed geometric and inertial characteristics for various structural elements, including dimensions, material properties, and section properties.

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

16 ALLEGATO 3 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU - BITRAVE

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

17 ALLEGATO 4 – IMPALCATO - VERIFICHE SLU TRAVI PRINCIPALI - BITRAVE

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilita
coefficiente eta
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
Resistenza di progetto soletta
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unita
gamma_M1 1.10
eta 1.20
pan 0
fcd MPa 19.83
fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Mmax

Table with columns: Sez, FRAME, LOC (m), Progr (m), Bcoll (m), Hc (m), Hcr (m), Bcr (m), Assup (m2), yGs sup (m), Asinf (m2), yGs inf (m), Beq (m), tf (m), hw (m), tw (m), Beq (m), tf (m), Status soletta, sigma A (Mpa), sigma B (Mpa), sigma C (Mpa), sigma D (Mpa), sigma As_inf (Mpa), sigma As_sup (Mpa), tau (Mpa), fyfs (Mpa), fyw (Mpa), fyfi (Mpa), PNA (m), Classe, Aeff (m2), yGa_eff (m), Ixa_eff (m4), WA_eff (m3)

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
coefficiente eta
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
Resistenza di progetto soletta
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
gammaM1 1.10
eta 1.20
pan 0
fcd MPa 19.83
fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Vmin

Table with columns: Sez, FRAME, LOC (m), Progr (m), Bcoll (m), Hc (m), Hcr (m), Bcr (m), Assup (m2), yGs sup (m), Asinf (m2), yGs inf (m), Beq (m), tf (m), hw (m), tw (m), Beq (m), tf (m), Status soletta, sigma A (Mpa), sigma B (Mpa), sigma C (Mpa), sigma D (Mpa), sigma As_inf (Mpa), sigma As_sup (Mpa), tau (Mpa), fyfs (Mpa), fyw (Mpa), fyfi (Mpa), PNA (m), Classe, Aeff (m2), yGa_eff (m), lxa_eff (m4), WA_eff (m3)

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE
Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilita
coefficiente eta
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
Resistenza di progetto soletta
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unita
gammaM1 1.10
eta 1.20
pan 0
fcd MPa 19.83
fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Mmax

Table with columns: Sez, FRAME, LOC (m), Progr (m), Bcoll (m), Hc (m), Hcr (m), Bcr (m), Assup (m2), yGs sup (m), Asinf (m2), yGs inf (m), Beq (m), tf (m), hw (m), tw (m), Beq (m), tf (m), Status soletta, sigmaA (Mpa), sigmaB (Mpa), sigmaC (Mpa), sigmaD (Mpa), sigmaAs_inf (Mpa), sigmaAs_sup (Mpa), tau (Mpa), fyfs (Mpa), fyw (Mpa), fyfi (Mpa), PNA (m), Classe, Aeff (m2), yGa_eff (m), lxa_eff (m4), WA_eff (m3)

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Sez	INVILUPPI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	η_1	η_3	η_{1_inter}
1	1	0.000	0.000	0.01	0.04	0.00	0.00	0.11	0.11	0.74	0.59
2	1	3.000	3.000	0.23	0.24	0.14	0.24	0.27	0.27	0.53	0.00
3	2	0.000	3.000	0.23	0.24	0.14	0.24	0.27	0.27	0.53	0.00
4	2	3.000	6.000	0.34	0.26	0.09	0.05	0.33	0.33	0.33	0.00
5	3	0.000	6.000	0.33	0.26	0.08	0.05	0.32	0.32	0.23	0.00
6	3	0.900	6.900	0.35	0.25	0.11	0.08	0.32	0.32	0.24	0.00
7	4	0.000	6.900	0.35	0.25	0.11	0.08	0.32	0.32	0.24	0.00
8	4	3.000	9.900	0.33	0.22	0.24	0.22	0.28	0.28	0.36	0.00
9	5	0.000	9.900	0.33	0.22	0.24	0.22	0.28	0.28	0.36	0.00
10	5	3.000	12.900	0.41	0.42	0.41	0.42	0.16	0.42	0.49	0.00
11	6	0.000	12.900	0.41	0.42	0.41	0.42	0.16	0.42	0.49	0.00
12	6	1.100	14.000	0.48	0.51	0.48	0.51	0.10	0.51	0.54	0.58
13	7	0.000	14.000	0.33	0.33	0.33	0.33	0.09	0.33	0.45	0.00
14	7	4.900	18.900	0.62	0.63	0.62	0.63	0.22	0.63	0.63	0.73
15	8	0.000	18.900	0.62	0.63	0.62	0.63	0.22	0.63	0.48	0.00
16	8	1.100	20.000	0.71	0.74	0.71	0.74	0.28	0.74	0.51	0.72
17	9	0.000	20.000	0.71	0.74	0.71	0.74	0.28	0.74	0.69	0.76
18	9	3.000	23.000	0.44	0.42	0.44	0.42	0.11	0.44	0.59	0.69
19	10	0.000	23.000	0.44	0.42	0.44	0.42	0.11	0.44	0.59	0.69
20	10	3.000	26.000	0.28	0.26	0.28	0.26	0.07	0.28	0.49	0.00
21	11	0.000	26.000	0.40	0.38	0.40	0.38	0.07	0.40	0.59	0.55
22	11	1.000	27.000	0.34	0.30	0.34	0.30	0.14	0.34	0.55	0.53
23	12	0.000	27.000	0.34	0.30	0.34	0.30	0.14	0.34	0.55	0.53
24	12	3.100	30.100	0.52	0.30	0.20	0.25	0.30	0.30	0.42	0.00
25	13	0.000	30.100	0.52	0.30	0.20	0.25	0.30	0.30	0.42	0.00
26	13	3.100	33.200	0.65	0.40	0.12	0.01	0.40	0.40	0.30	0.00
27	14	0.000	33.200	0.65	0.40	0.12	0.01	0.40	0.40	0.30	0.00
28	14	3.300	36.500	0.69	0.43	0.09	0.07	0.43	0.43	0.18	0.00
29	15	0.000	36.500	0.69	0.43	0.09	0.07	0.43	0.43	0.18	0.00
30	15	2.900	39.400	0.66	0.40	0.12	0.03	0.41	0.41	0.29	0.00
31	16	0.000	39.400	0.66	0.40	0.12	0.03	0.41	0.41	0.29	0.00
32	16	3.100	42.500	0.54	0.32	0.19	0.09	0.31	0.31	0.41	0.00
33	17	0.000	42.500	0.54	0.32	0.19	0.09	0.31	0.31	0.41	0.00
34	17	3.100	45.600	0.34	0.27	0.32	0.27	0.16	0.32	0.53	0.52
35	18	0.000	45.600	0.34	0.27	0.32	0.27	0.16	0.32	0.53	0.52
36	18	1.400	47.000	0.40	0.38	0.40	0.38	0.07	0.40	0.59	0.55
37	19	0.000	47.000	0.28	0.26	0.28	0.26	0.07	0.28	0.49	0.00
38	19	4.800	51.800	0.59	0.60	0.59	0.60	0.22	0.60	0.65	0.73
39	20	0.000	51.800	0.59	0.60	0.59	0.60	0.22	0.60	0.50	0.00
40	20	1.200	53.000	0.72	0.74	0.72	0.74	0.28	0.74	0.53	0.72
41	21	0.000	53.000	0.72	0.74	0.72	0.74	0.28	0.74	0.67	0.75
42	21	3.000	56.000	0.49	0.49	0.49	0.49	0.10	0.49	0.56	0.70
43	22	0.000	56.000	0.49	0.49	0.49	0.49	0.10	0.49	0.56	0.70
44	22	3.000	59.000	0.33	0.33	0.33	0.33	0.09	0.33	0.45	0.00
45	23	0.000	59.000	0.49	0.52	0.49	0.52	0.10	0.52	0.54	0.58
46	23	0.900	59.900	0.42	0.44	0.42	0.44	0.15	0.44	0.51	0.57
47	24	0.000	59.900	0.42	0.44	0.42	0.44	0.15	0.44	0.50	0.57
48	24	3.000	62.900	0.33	0.23	0.25	0.23	0.27	0.27	0.37	0.00

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	η_1	η_3	η_{1_inter}
49	25	0.000	62.900	0.33	0.23	0.25	0.23	0.27	0.27	0.37	0.00
50	25	3.000	65.900	0.35	0.25	0.12	0.09	0.32	0.32	0.24	0.00
51	26	0.000	65.900	0.35	0.25	0.12	0.09	0.32	0.32	0.24	0.00
52	26	1.100	67.000	0.33	0.26	0.09	0.05	0.32	0.32	0.22	0.00
53	27	0.000	67.000	0.34	0.26	0.09	0.09	0.33	0.33	0.33	0.00
54	27	4.900	71.900	0.09	0.12	0.09	0.12	0.18	0.18	0.66	0.57
55	28	0.000	71.900	0.09	0.12	0.09	0.12	0.18	0.18	0.44	0.00
56	28	1.100	73.000	0.01	0.04	0.00	0.00	0.11	0.11	0.49	0.00

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**18 ALLEGATO 5 – IMPALCATO - VERIFICA DI STABILITA' PIATTABANDE
 INFERIORI TRAVI PRINCIPALI - BITRAVE**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE
Verifica instabilità latero-torsionale (LTB) piattabanda inferiore

Geometria Sezione di appoggio	Var	unità	
Pila n.			2
Ascissa	X	m	53.00
Larghezza equivalente piattabanda superiore	bfs	m	0.658
spessore piattabanda superiore	tfs	m	0.060
altezza anima	hw	m	1.475
spessore anima	tw	m	0.023
larghezza equivalente piattabanda inferiore	bfi	m	0.862
spessore piattabanda inferiore	tfi	m	0.065
altezza complessiva trave	Ht	m	1.600
Tensioni agli SLU su sezione lorda	Var	unità	
Tensione fibra A	σ_A	Mpa	-252.3
Tensione fibra B	σ_B	Mpa	-231.5
Tensione fibra C	σ_C	Mpa	240.8
Tensione fibra D	σ_D	Mpa	260.0
Tensioni di snervamento acciaio	Var	unità	
Tensione di snervamento acciaio piat. Superiore	fykfs	Mpa	355.0
Tensione di snervamento acciaio anima	fykw	Mpa	355.0
Tensione di snervamento acciaio piat. Inferiore	fykfi	Mpa	355.0
Caratteristiche geometrico-inerziali sezione lorda	Var	unità	
Area della sezione	Aa	m ²	0.129
Posizione baricentro rispetto alla fibra A	yGa	m	0.703
Momento d'inerzia della sezione	Ixa	m ⁴	0.0614
Modulo resistente fibra A	WA	m ³	0.0873
Modulo resistente fibra D	WD	m ³	0.0685
Caratteristiche geometrico-inerziali sezione efficace (Sezioni Classe 4)	Var	unità	
Area efficace piattabanda inferiore	Afi_eff	m ²	0.0560
Area efficace della sezione	A_eff	m ²	0.1294
Area efficace dell'anima	Aw_eff	m ²	0.0339
Posizione dell'asse neutro	yGa_eff	m	0.703
Momento d'inerzia della sezione efficace	Ixa_eff	m ⁴	0.0614
Modulo resistente efficace fibra A	WA_eff	m ³	0.0873
Modulo resistente efficace fibra B	WB_eff	m ³	0.0962
Modulo resistente efficace fibra C	WC_eff	m ³	0.0734
Modulo resistente efficace fibra D	WD_eff	m ³	0.0685
Caratteristiche della sollecitazione sezione efficace (Sezioni Classe 4)	Var	unità	
Momento di progetto sulla sezione efficace	Med	kNm	-19654.5
Sforzo normale di progetto sulla sezione efficace	Ned	kN	-3510.0
eccentricità del baricentro della sezione efficace	eN	m	0.000
Tensioni agli SLU su sezione efficace (Sezione Classe 4)	Var	unità	
tensione efficace fibra A	σ'_A	Mpa	-252.3
tensione efficace fibra B	σ'_B	Mpa	-231.5
tensione efficace fibra C	σ'_C	Mpa	240.8
tensione efficace fibra D	σ'_D	Mpa	260.0
Verifiche instabilità latero torsionale piattabanda compressa	Var	unità	
Area efficace compressa ($A_{eff} = A_{fi_eff} + A_{w_eff}/3$)	Aeff	m ²	0.0673
tensione efficace media piattabanda inferiore	σ'_{fi}	Mpa	-241.9
moltiplicatore dei carichi di progetto $\alpha_{ult,k} = f_{yk} / \sigma'_{fi}$	$\alpha_{ult,k}$		1.468
moltiplicatore dei carichi di progetto che produce LTB $\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{cr,op}$		24.63
Sforzo normale critico	Ncr	kN	333818
snellezza adimensionale	λ_a		0.268
fattore di imperfezione (curva d)	α_{LT}		0.76
coefficiente $\lambda_{LT,0}$	$\lambda_{LT,0}$		0.20
coefficiente β	β		1.00
Fattore Φ_{LT}	Φ_{LT}		0.561
Fattore di riduzione per LTB	χ_{LT}		0.921
Coefficiente di sicurezza per verifiche di instabilità	γ_{M1}		1.10
$\chi_{LT} \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} =$ (deve essere non minore di 1.0 se $\lambda_a > \lambda_{LT,0}$)			1.229
Status verifica			OK!

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**19 ALLEGATO 6 – IMPALCATO - VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDINALI
DELLE TRAVI PRINCIPALI - BITRAVE**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO BITRAVE

Verifica delle saldature longitudinali

Verifica saldature longitudinali	Var	unità	
resistenza a snervamento dell'acciaio delle anime	fy	Mpa	355
Coefficiente beta 1	β1		0.70
Coefficiente beta 2	β2		0.85
Calcolo delle azioni per effetti locali			
peso proprio soletta	Qc1	kN/ml	43.6
permanenti portati	Qc2	kN/ml	27.8
Carico accidentale fattorizzato per verifiche SLU	Qik	kN	150
larghezza di diffusione in dir. longitudinale	Ld	m	1.24
Carico accidentale distribuito	Qik		121.0
Fattore parziale per verifiche SLU	γc		1.35
Carico complessivo fattorizzato	Qtot		259.7
Classe di resistenza a fatica per saldature longitudinali			
Coefficiente di resistenza parziale	Δτc	Mpa	80.0
resistenza di calcolo a fatica	γMf		1.35
	Δτc/γMf	Mpa	27.1

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							VERIFICHE A FATICA							
							fibra B			fibra C				fibra B			fibra C				
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	σper (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU	ΔVde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat
1	1	0.000	0.000	0.008	0.006	2380.1	0.61452	125.42	OK!	0.48041	98.05	22.27	100.5	OK!	392.8	0.61452	20.70	OK!	0.48983	16.50	OK!
2	1	3.000	3.000	0.008	0.006	1705.7	0.61452	89.88	OK!	0.48041	70.26	22.27	73.7	OK!	316.7	0.61452	16.69	OK!	0.51187	13.90	OK!
3	2	0.000	3.000	0.008	0.006	1705.2	0.61452	89.85	OK!	0.48041	70.24	22.27	73.7	OK!	316.6	0.61452	16.68	OK!	0.51187	13.89	OK!
4	2	3.000	6.000	0.008	0.006	1059.9	0.61452	55.85	OK!	0.48041	43.66	22.27	49.0	OK!	258.0	0.61452	13.59	OK!	0.52538	11.62	OK!
5	3	0.000	6.000	0.010	0.007	1059.4	0.60388	43.89	OK!	0.45483	33.06	17.81	37.5	OK!	257.9	0.60388	10.68	OK!	0.52678	9.32	OK!
6	3	0.900	6.900	0.010	0.007	1114.2	0.60388	46.16	OK!	0.45483	34.77	17.81	39.1	OK!	251.1	0.60388	10.40	OK!	0.52678	9.07	OK!
7	4	0.000	6.900	0.010	0.007	1114.2	0.60388	46.16	OK!	0.45483	34.77	17.81	39.1	OK!	251.1	0.60388	10.40	OK!	0.52678	9.07	OK!
8	4	3.000	9.900	0.010	0.007	1719.5	0.60388	71.23	OK!	0.45483	53.65	17.81	56.5	OK!	249.4	0.60388	10.33	OK!	0.52678	9.01	OK!
9	5	0.000	9.900	0.010	0.007	1719.5	0.60388	71.23	OK!	0.45483	53.65	17.81	56.5	OK!	249.3	0.60388	10.33	OK!	0.52678	9.01	OK!
10	5	3.000	12.900	0.010	0.007	2334.2	0.60388	96.70	OK!	0.45483	72.83	17.81	75.0	OK!	272.7	0.60388	11.30	OK!	0.52678	9.85	OK!
11	6	0.000	12.900	0.010	0.007	2334.3	0.60388	96.70	OK!	0.45483	72.83	17.81	75.0	OK!	272.6	0.60388	11.29	OK!	0.52678	9.85	OK!
12	6	1.100	14.000	0.010	0.007	2561.7	0.60388	106.12	OK!	0.45483	79.93	17.81	81.9	OK!	286.6	0.60388	11.87	OK!	0.52678	10.36	OK!
13	7	0.000	14.000	0.011	0.008	2561.7	0.61212	97.79	OK!	0.55803	89.15	16.19	90.6	OK!	286.6	0.61212	10.94	OK!	0.45864	8.20	OK!
14	7	4.900	18.900	0.011	0.008	3588.8	0.61212	137.00	OK!	0.55803	124.89	16.19	125.9	OK!	357.4	0.61212	13.64	OK!	0.44832	9.99	OK!
15	8	0.000	18.900	0.011	0.008	3588.9	0.61212	137.00	OK!	0.55803	124.90	16.19	125.9	OK!	357.4	0.61212	13.64	OK!	0.44832	9.99	OK!
16	8	1.100	20.000	0.011	0.008	3813.8	0.61212	145.59	OK!	0.55803	132.72	16.19	133.7	OK!	378.3	0.61212	14.44	OK!	0.44238	10.44	OK!
17	9	0.000	20.000	0.011	0.008	3930.9	0.61212	150.06	OK!	0.55803	136.80	16.19	137.8	OK!	423.0	0.61212	16.15	OK!	0.44238	11.67	OK!
18	9	3.000	23.000	0.011	0.008	3358.3	0.61212	128.20	OK!	0.55803	116.87	16.19	118.0	OK!	385.1	0.61212	14.70	OK!	0.46578	11.19	OK!
19	10	0.000	23.000	0.011	0.008	3358.1	0.61212	128.19	OK!	0.55803	116.86	16.19	118.0	OK!	385.0	0.61212	14.70	OK!	0.46578	11.18	OK!
20	10	3.000	26.000	0.011	0.008	2774.5	0.61212	105.91	OK!	0.55803	96.55	16.19	97.9	OK!	348.1	0.61212	13.29	OK!	0.47839	10.38	OK!
21	11	0.000	26.000	0.010	0.007	2774.2	0.60388	114.92	OK!	0.45483	86.56	17.81	88.4	OK!	348.0	0.60388	14.42	OK!	0.54101	12.92	OK!
22	11	1.000	27.000	0.010	0.007	2585.2	0.60388	107.10	OK!	0.45483	80.66	17.81	82.6	OK!	340.1	0.60388	14.09	OK!	0.54500	12.72	OK!
23	12	0.000	27.000	0.010	0.007	2585.2	0.60388	107.10	OK!	0.45483	80.66	17.81	82.6	OK!	340.1	0.60388	14.09	OK!	0.54500	12.72	OK!
24	12	3.100	30.100	0.010	0.007	2002.0	0.60388	82.94	OK!	0.45483	62.47	17.81	65.0	OK!	322.7	0.60388	13.37	OK!	0.54967	12.17	OK!
25	13	0.000	30.100	0.010	0.007	2001.7	0.60388	82.92	OK!	0.45483	62.46	17.81	64.9	OK!	322.6	0.60388	13.36	OK!	0.54967	12.16	OK!
26	13	3.100	33.200	0.010	0.007	1425.9	0.60388	59.07	OK!	0.45483	44.49	17.81	47.9	OK!	313.7	0.60388	13.00	OK!	0.54770	11.79	OK!
27	14	0.000	33.200	0.010	0.007	1425.6	0.60388	59.06	OK!	0.45483	44.48	17.81	47.9	OK!	313.7	0.60388	12.99	OK!	0.54770	11.79	OK!
28	14	3.300	36.500	0.010	0.007	829.0	0.60388	34.34	OK!	0.45483	25.87	17.81	31.4	OK!	310.9	0.60388	12.88	OK!	0.54770	11.68	OK!
29	15	0.000	36.500	0.010	0.007	829.0	0.60388	34.34	OK!	0.45483	25.87	17.81	31.4	OK!	310.8	0.60388	12.88	OK!	0.54770	11.68	OK!

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							VERIFICHE A FATICA							
							fibra B			fibra C				fibra B			fibra C				
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	σ per (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU	ΔVde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat
30	15	2.900	39.400	0.010	0.007	1355.2	0.60388	56.14	OK!	0.45483	42.28	17.81	45.9	OK!	313.1	0.60388	12.97	OK!	0.54770	11.76	OK!
31	16	0.000	39.400	0.010	0.007	1355.3	0.60388	56.14	OK!	0.45483	42.29	17.81	45.9	OK!	313.0	0.60388	12.97	OK!	0.54770	11.76	OK!
32	16	3.100	42.500	0.010	0.007	1930.1	0.60388	79.96	OK!	0.45483	60.22	17.81	62.8	OK!	321.1	0.60388	13.30	OK!	0.54967	12.11	OK!
33	17	0.000	42.500	0.010	0.007	1930.2	0.60388	79.96	OK!	0.45483	60.22	17.81	62.8	OK!	321.0	0.60388	13.30	OK!	0.54967	12.10	OK!
34	17	3.100	45.600	0.010	0.007	2512.9	0.60388	104.10	OK!	0.45483	78.40	17.81	80.4	OK!	337.2	0.60388	13.97	OK!	0.54673	12.65	OK!
35	18	0.000	45.600	0.010	0.007	2512.9	0.60388	104.10	OK!	0.45483	78.41	17.81	80.4	OK!	337.2	0.60388	13.97	OK!	0.54673	12.65	OK!
36	18	1.400	47.000	0.010	0.007	2777.4	0.60388	115.06	OK!	0.45483	86.66	17.81	88.5	OK!	348.2	0.60388	14.42	OK!	0.54101	12.92	OK!
37	19	0.000	47.000	0.011	0.008	2777.4	0.61212	106.02	OK!	0.55803	96.65	16.19	98.0	OK!	348.2	0.61212	13.29	OK!	0.47839	10.39	OK!
38	19	4.800	51.800	0.011	0.008	3706.8	0.61212	141.50	OK!	0.55803	129.00	16.19	130.0	OK!	409.1	0.61212	15.62	OK!	0.45242	11.54	OK!
39	20	0.000	51.800	0.011	0.008	3706.9	0.61212	141.51	OK!	0.55803	129.00	16.19	130.0	OK!	409.1	0.61212	15.62	OK!	0.45242	11.54	OK!
40	20	1.200	53.000	0.011	0.008	3935.1	0.61212	150.22	OK!	0.55803	136.94	16.19	137.9	OK!	423.5	0.61212	16.17	OK!	0.44238	11.68	OK!
41	21	0.000	53.000	0.011	0.008	3813.9	0.61212	145.59	OK!	0.55803	132.73	16.19	133.7	OK!	378.1	0.61212	14.43	OK!	0.44238	10.43	OK!
42	21	3.000	56.000	0.011	0.008	3197.3	0.61212	122.05	OK!	0.55803	111.27	16.19	112.4	OK!	325.2	0.61212	12.41	OK!	0.45674	9.26	OK!
43	22	0.000	56.000	0.011	0.008	3196.9	0.61212	122.04	OK!	0.55803	111.26	16.19	112.4	OK!	325.1	0.61212	12.41	OK!	0.45674	9.26	OK!
44	22	3.000	59.000	0.011	0.008	2564.4	0.61212	97.89	OK!	0.55803	89.24	16.19	90.7	OK!	286.9	0.61212	10.95	OK!	0.45864	8.21	OK!
45	23	0.000	59.000	0.010	0.007	2564.0	0.60388	106.22	OK!	0.45483	80.00	17.81	82.0	OK!	286.8	0.60388	11.88	OK!	0.52678	10.36	OK!
46	23	0.900	59.900	0.010	0.007	2377.9	0.60388	98.51	OK!	0.45483	74.19	17.81	76.3	OK!	275.4	0.60388	11.41	OK!	0.52678	9.95	OK!
47	24	0.000	59.900	0.010	0.007	2377.9	0.60388	98.51	OK!	0.45483	74.19	17.81	76.3	OK!	275.4	0.60388	11.41	OK!	0.52678	9.95	OK!
48	24	3.000	62.900	0.010	0.007	1763.3	0.60388	73.05	OK!	0.45483	55.02	17.81	57.8	OK!	250.4	0.60388	10.37	OK!	0.52678	9.05	OK!
49	25	0.000	62.900	0.010	0.007	1762.9	0.60388	73.03	OK!	0.45483	55.00	17.81	57.8	OK!	250.3	0.60388	10.37	OK!	0.52678	9.04	OK!
50	25	3.000	65.900	0.010	0.007	1157.4	0.60388	47.95	OK!	0.45483	36.11	17.81	40.3	OK!	250.0	0.60388	10.36	OK!	0.52678	9.03	OK!
51	26	0.000	65.900	0.010	0.007	1157.0	0.60388	47.93	OK!	0.45483	36.10	17.81	40.3	OK!	249.9	0.60388	10.35	OK!	0.52678	9.03	OK!
52	26	1.100	67.000	0.010	0.007	1059.0	0.60388	43.87	OK!	0.45483	33.04	17.81	37.5	OK!	257.8	0.60388	10.68	OK!	0.52678	9.32	OK!
53	27	0.000	67.000	0.008	0.006	1059.0	0.61452	55.80	OK!	0.48041	43.62	22.27	49.0	OK!	257.8	0.61452	13.58	OK!	0.52538	11.61	OK!
54	27	4.900	71.900	0.008	0.006	2129.0	0.61452	112.19	OK!	0.48041	87.70	22.27	90.5	OK!	364.9	0.61452	19.23	OK!	0.49929	15.62	OK!
55	28	0.000	71.900	0.008	0.006	2129.1	0.61452	112.19	OK!	0.48041	87.71	22.27	90.5	OK!	364.9	0.61452	19.23	OK!	0.49929	15.62	OK!
56	28	1.100	73.000	0.008	0.006	2379.7	0.61452	125.40	OK!	0.48041	98.03	22.27	100.5	OK!	393.2	0.61452	20.72	OK!	0.48983	16.51	OK!

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**20 ALLEGATO 7 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - VERIFICA DELLE
CONNESSIONI A PIOLI – BITRAVE**

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**21 ALLEGATO 8 – IMPALCATO - ANALISI STATICA GLOBALE –
 CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI ANALISI – TRE
 TRAVI**

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**22 ALLEGATO 9 – IMPALCATO ANALISI STATICA GLOBALE –
 CARATTERISTICHE GEOMETRICO – INERZIALI IN FASE DI VERIFICA - TRE
 TRAVI**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI

Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni interamente reagenti

Inclinazione anime deg 14.04 0.245 rad

Rck = 45 Mpa
 nD = 6.16
 minf = 15.06
 nrft = 15.74

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39 eps= 0.814 (c/t)max= 11.39

Sez	Plattabanda superiore										Plattabanda inferiore										Soletta in c.a. - larghezza collaborante										Armatura soletta in c.a.																										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	n_campata	X campata (m)	n_travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.trave-asse impalcato	soletta	B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lsx (m)	Lcampata	Ldx (m)	b1 (m)	b2 (m)	bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)	Brinf (m)	A (mq)	yGc (m)	ix (m4)	As1 (mq)	HS1 (m)	As2 (mq)	HS2 (m)	As (mq)	yGs (m)	ix (m4)						
1	1	0.000	0.000	1	0.000	3	15.000	4.675	reagente	0.700	0.025	0.000	0.000	0.700	0.025	14.000	4	0.016	1.535	0.000	0.000	0.900	0.040	0.900	0.040	11.044	<4	5.650	0.360	4.675	cbf	20.000	33.000	2.645	2.158	3.233	0.240	0.070	0.540	0.540	0.8138	0.183	0.004606	0.0050	0.250	0.0050	0.080	0.010053	0.165	7.26338E-05	0.0057	0.250	0.0057	0.080	0.011310	0.165	8.1733E-05

osta - n=0							
Sez	WBO (m3)	WCO (m3)	WDO (m3)	WAs20 (mc)	WAs10 (mc)	WEO (m3)	WFO (mc)
1	0.078579	0.502734	0.448675	0.333812	0.216198	2.125118	1.184963
2	0.079051	0.633706	0.552564	0.391962	0.242306	2.506523	1.315883
3	0.079051	0.633706	0.552564	0.391962	0.242306	2.506523	1.315883
4	0.079586	0.861270	0.722216	0.476193	0.276233	3.065045	1.482557
5	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
6	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
7	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
8	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
9	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
10	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
11	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
12	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
13	0.111983	0.804174	0.617167	0.461176	0.300030	2.934713	1.645942
14	0.111792	0.739059	0.576539	0.436819	0.288334	2.775986	1.585516
15	0.111792	0.739059	0.576539	0.436819	0.288334	2.775986	1.585516
16	0.111328	0.645471	0.515645	0.398933	0.269372	2.530000	1.489291
17	0.111328	0.645471	0.515645	0.398933	0.269372	2.530000	1.489291
18	0.111981	0.783715	0.604604	0.453763	0.296546	2.886319	1.628337
19	0.111981	0.783715	0.604604	0.453763	0.296546	2.886319	1.628337
20	0.112210	0.870040	0.657026	0.484489	0.310963	3.086990	1.701247
21	0.083283	0.876948	0.738308	0.490277	0.286062	3.153761	1.536910
22	0.083682	1.137779	0.919248	0.569329	0.314738	3.683762	1.675178
23	0.083682	1.137779	0.919248	0.569329	0.314738	3.683762	1.675178
24	0.083682	1.137779	0.919248	0.569329	0.314738	3.683762	1.675178
25	0.083682	1.137779	0.919248	0.569329	0.314738	3.683762	1.675178
26	0.083597	1.097443	0.892162	0.558100	0.310800	3.608165	1.656274
27	0.083597	1.097443	0.892162	0.558100	0.310800	3.608165	1.656274
28	0.083597	1.097443	0.892162	0.558100	0.310800	3.608165	1.656274
29	0.083597	1.097443	0.892162	0.558100	0.310800	3.608165	1.656274
30	0.083597	1.097443	0.892162	0.558100	0.310800	3.608165	1.656274
31	0.083597	1.097443	0.892162	0.558100	0.310800	3.608165	1.656274
32	0.083682	1.137779	0.919248	0.569329	0.314738	3.683762	1.675178
33	0.083682	1.137779	0.919248	0.569329	0.314738	3.683762	1.675178
34	0.083434	0.962207	0.799100	0.518074	0.296497	3.339423	1.587520
35	0.083434	0.962207	0.799100	0.518074	0.296497	3.339423	1.587520
36	0.083283	0.876948	0.738308	0.490277	0.286062	3.153761	1.536910
37	0.112210	0.870040	0.657026	0.484489	0.310963	3.086990	1.701247
38	0.111924	0.769315	0.595624	0.448378	0.293955	2.851230	1.615162
39	0.111924	0.769315	0.595624	0.448378	0.293955	2.851230	1.615162
40	0.111328	0.645471	0.515645	0.398933	0.269372	2.530000	1.489291
41	0.111328	0.645471	0.515645	0.398933	0.269372	2.530000	1.489291
42	0.111749	0.728328	0.569706	0.432649	0.286291	2.748860	1.576091
43	0.111749	0.728328	0.569706	0.432649	0.286291	2.748860	1.576091
44	0.111983	0.804174	0.617167	0.461176	0.300030	2.934713	1.645942
45	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
46	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
47	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
48	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
49	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
50	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
51	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
52	0.083123	0.800336	0.682240	0.463420	0.275588	2.975097	1.485765
53	0.079586	0.861270	0.722216	0.476193	0.276233	3.065045	1.482557
54	0.079155	0.671660	0.581783	0.407354	0.248825	2.608059	1.348199
55	0.079155	0.671660	0.581783	0.407354	0.248825	2.608059	1.348199
56	0.078579	0.502734	0.448675	0.333812	0.216198	2.125118	1.184963

Sez	Trave composta - n=nr.it.														Trave composta - n=n0																														
	Ar (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	lxr (m4)	lyr (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WAr (m3)	WBr (m3)	WCr (m3)	WDr (m3)	WAs2r (mc)	WAs1r (mc)	WEr (m3)	WFr (mc)	A0 (mq)	yG (m)	yG-yGc (m)	lx0 (m4)	ly0 (m4)	Ji (m4)	Sx/lx (m-1)	WAO (m3)	WBO (m3)	WCO (m3)	WDO (m3)	WAs20 (mc)	WAs10 (mc)	WEO (m3)	WFO (mc)															
1	0.088869	0.750	1.015	0.046949	3.154816	0.000028	0.217255	0.062565	0.066088	0.056936	0.055260	0.050505	0.042696	0.803798	0.637437	0.088869	0.750	1.015	0.046949	3.154816	0.000028	0.217255	0.062565	0.066088	0.056936	0.055260	0.050505	0.042696	0.803798	0.637437	0.088869	0.750	1.015	0.046949	3.154816	0.000028	0.217255	0.062565	0.066088	0.056936	0.055260	0.050505	0.042696	0.803798	0.637437
56	0.088869	0.750	1.015	0.046949	3.154816	0.000028	0.217255	0.062565	0.066088	0.056936	0.055260	0.050505	0.042696	0.803798	0.637437	0.088869	0.750	1.015	0.046949	3.154816	0.000028	0.217255	0.062565	0.066088	0.056936	0.055260	0.050505	0.042696	0.803798	0.637437	0.088869	0.750	1.015	0.046949	3.154816	0.000028	0.217255	0.062565	0.066088	0.056936	0.055260	0.050505	0.042696	0.803798	0.637437

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

23 ALLEGATO 10 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU - TRE TRAVI

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

24 ALLEGATO 11 – IMPALCATO - VERIFICHE SLU TRAVI PRINCIPALI - TRE TRAVI

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI

Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
coefficiente eta
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
Resistenza di progetto soletta
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità
gammaM1 1.10
eta 1.20
pan 0
fcd MPa 19.83
fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Mmin

Table with columns: Sez, FRAME, LOC (m), Progr (m), Bcoll (m), Hc (m), Hcr (m), Bcr (m), Assup (m2), yGs sup (m), Asinf (m2), yGs inf (m), Beq (m), tf (m), hw (m), tw (m), Beq (m), tf (m), Status soletta, sigmaA (Mpa), sigmaB (Mpa), sigmaC (Mpa), sigmaD (Mpa), sigmaAs_inf (Mpa), sigmaAs_sup (Mpa), tau (Mpa), fyfs (Mpa), fyw (Mpa), fyfi (Mpa), PNA (m), Classe, Aeff (m2), yGa_eff (m), Ixa_eff (m4), WA_eff (m3)

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI
Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilita
coefficiente eta
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
Resistenza di progetto soletta
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unita
gamma_M1 1.10
eta 1.20
pan 0
fcd MPa 19.83
fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Mmin

Table with columns for structural parameters (soletta, Armature soletta, piattabanda superiore, anima, piattabanda inferiore), stress/strain values (TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA), and section characteristics (CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI). Rows are numbered 1 to 56.

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Sez	INVILUPPI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	η_1	η_3	η_{1_inter}
1	1	0.000	0.000	0.01	0.04	0.00	0.00	0.11	0.11	0.64	0.58
2	1	2.300	2.300	0.16	0.28	0.02	0.28	0.23	0.28	0.51	0.00
3	2	0.000	2.300	0.16	0.28	0.02	0.28	0.23	0.28	0.51	0.00
4	2	4.200	6.500	0.32	0.25	0.10	0.06	0.31	0.31	0.28	0.00
5	3	0.000	6.500	0.30	0.24	0.10	0.07	0.30	0.30	0.19	0.00
6	3	1.800	8.300	0.31	0.23	0.16	0.13	0.29	0.29	0.26	0.00
7	4	0.000	8.300	0.31	0.23	0.16	0.13	0.29	0.29	0.26	0.00
8	4	3.000	11.300	0.28	0.28	0.28	0.28	0.23	0.28	0.37	0.00
9	5	0.000	11.300	0.28	0.28	0.28	0.28	0.23	0.28	0.37	0.00
10	5	3.000	14.300	0.45	0.48	0.45	0.48	0.10	0.48	0.47	0.00
11	6	0.000	14.300	0.45	0.48	0.45	0.48	0.10	0.48	0.47	0.00
12	6	0.700	15.000	0.50	0.54	0.50	0.54	0.06	0.54	0.50	0.57
13	7	0.000	15.000	0.36	0.36	0.36	0.36	0.06	0.36	0.41	0.00
14	7	2.500	17.500	0.48	0.48	0.48	0.48	0.10	0.48	0.49	0.00
15	8	0.000	17.500	0.48	0.48	0.48	0.48	0.10	0.48	0.49	0.00
16	8	2.500	20.000	0.66	0.67	0.66	0.67	0.23	0.67	0.57	0.70
17	9	0.000	20.000	0.66	0.67	0.66	0.67	0.23	0.67	0.58	0.71
18	9	2.800	22.800	0.41	0.40	0.41	0.40	0.10	0.41	0.51	0.67
19	10	0.000	22.800	0.41	0.40	0.41	0.40	0.10	0.41	0.51	0.67
20	10	2.200	25.000	0.30	0.29	0.30	0.29	0.03	0.30	0.44	0.00
21	11	0.000	25.000	0.41	0.42	0.41	0.42	0.02	0.42	0.54	0.57
22	11	3.800	28.800	0.38	0.24	0.22	0.18	0.22	0.22	0.41	0.00
23	12	0.000	28.800	0.38	0.24	0.22	0.18	0.22	0.22	0.41	0.00
24	12	3.000	31.800	0.52	0.34	0.13	0.04	0.32	0.32	0.31	0.00
25	13	0.000	31.800	0.52	0.34	0.13	0.04	0.32	0.32	0.31	0.00
26	13	3.000	34.800	0.59	0.40	0.09	0.03	0.38	0.38	0.21	0.00
27	14	0.000	34.800	0.59	0.40	0.09	0.03	0.38	0.38	0.21	0.00
28	14	1.700	36.500	0.59	0.40	0.08	0.04	0.38	0.38	0.16	0.00
29	15	0.000	36.500	0.59	0.40	0.08	0.04	0.38	0.38	0.16	0.00
30	15	4.300	40.800	0.53	0.35	0.13	0.05	0.33	0.33	0.30	0.00
31	16	0.000	40.800	0.53	0.35	0.13	0.05	0.33	0.33	0.30	0.00
32	16	3.000	43.800	0.40	0.26	0.20	0.20	0.24	0.24	0.40	0.00
33	17	0.000	43.800	0.40	0.26	0.20	0.20	0.24	0.24	0.40	0.00
34	17	3.000	46.800	0.34	0.33	0.34	0.33	0.09	0.34	0.50	0.00
35	18	0.000	46.800	0.34	0.33	0.34	0.33	0.09	0.34	0.50	0.00
36	18	1.200	48.000	0.41	0.42	0.41	0.42	0.02	0.42	0.54	0.57
37	19	0.000	48.000	0.30	0.29	0.30	0.29	0.03	0.30	0.44	0.00
38	19	2.500	50.500	0.44	0.43	0.44	0.43	0.12	0.44	0.52	0.67
39	20	0.000	50.500	0.44	0.43	0.44	0.43	0.12	0.44	0.52	0.67
40	20	2.500	53.000	0.66	0.68	0.66	0.68	0.23	0.68	0.58	0.71
41	21	0.000	53.000	0.66	0.68	0.66	0.68	0.23	0.68	0.57	0.70
42	21	2.300	55.300	0.50	0.50	0.50	0.50	0.11	0.50	0.50	0.00
43	22	0.000	55.300	0.50	0.50	0.50	0.50	0.11	0.50	0.50	0.00
44	22	2.700	58.000	0.36	0.36	0.36	0.36	0.06	0.36	0.41	0.00
45	23	0.000	58.000	0.50	0.54	0.50	0.54	0.06	0.54	0.50	0.57
46	23	3.300	61.300	0.31	0.30	0.31	0.30	0.21	0.31	0.38	0.00
47	24	0.000	61.300	0.31	0.30	0.31	0.30	0.21	0.31	0.38	0.00
48	24	2.600	63.900	0.31	0.21	0.19	0.16	0.28	0.28	0.29	0.00
49	25	0.000	63.900	0.31	0.21	0.19	0.16	0.28	0.28	0.29	0.00

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	η_1	η_3	η_{1_inter}
50	25	2.600	66.500	0.30	0.24	0.10	0.07	0.30	0.30	0.19	0.00
51	26	0.000	66.500	0.30	0.24	0.10	0.07	0.30	0.30	0.19	0.00
52	26	0.800	67.300	0.29	0.25	0.08	0.06	0.30	0.30	0.21	0.00
53	27	0.000	67.300	0.30	0.25	0.08	0.07	0.31	0.31	0.31	0.00
54	27	2.850	70.150	0.19	0.24	0.03	0.24	0.25	0.25	0.47	0.00
55	28	0.000	70.150	0.19	0.24	0.03	0.24	0.25	0.25	0.47	0.00
56	28	2.850	73.000	0.01	0.04	0.00	0.00	0.11	0.11	0.64	0.58

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**25 ALLEGATO 12 – IMPALCATO - VERIFICA DI STABILITA' PIATTABANDE
INFERIORI TRAVI PRINCIPALI - TRE TRAVI**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI**Verifica instabilità latero-torsionale (LTB) piattabanda inferiore**

Geometria Sezione di appoggio	Var	unità	
Pila n.			2
Ascissa	X	m	53.00
Larghezza equivalente piattabanda superiore	bfs	m	0.664
spessore piattabanda superiore	tfs	m	0.055
altezza anima	hw	m	1.485
spessore anima	tw	m	0.023
larghezza equivalente piattabanda inferiore	bfi	m	0.867
spessore piattabanda inferiore	tfi	m	0.060
altezza complessiva trave	Ht	m	1.600
Tensioni agli SLU su sezione lorda	Var	unità	
Tensione fibra A	σ_A	Mpa	-231.7
Tensione fibra B	σ_B	Mpa	-214.2
Tensione fibra C	σ_C	Mpa	220.3
Tensione fibra D	σ_D	Mpa	236.4
Tensioni di snervamento acciaio	Var	unità	
Tensione di snervamento acciaio piat. Superiore	fykfs	Mpa	355.0
Tensione di snervamento acciaio anima	fykw	Mpa	355.0
Tensione di snervamento acciaio piat. Inferiore	fykfi	Mpa	355.0
Caratteristiche geometrico-inerziali sezione lorda	Var	unità	
Area della sezione	Aa	m ²	0.123
Posizione baricentro rispetto alla fibra A	yGa	m	0.704
Momento d'inerzia della sezione	Ixa	m ⁴	0.0578
Modulo resistente fibra A	WA	m ³	0.0821
Modulo resistente fibra D	WD	m ³	0.0645
Caratteristiche geometrico-inerziali sezione efficace (Sezioni Classe 4)	Var	unità	
Area efficace piattabanda inferiore	Afi_eff	m ²	0.0520
Area efficace della sezione	A_eff	m ²	0.1227
Area efficace dell'anima	Aw_eff	m ²	0.0342
Posizione dell'asse neutro	yGa_eff	m	0.704
Momento d'inerzia della sezione efficace	Ixa_eff	m ⁴	0.0578
Modulo resistente efficace fibra A	WA_eff	m ³	0.0821
Modulo resistente efficace fibra B	WB_eff	m ³	0.0897
Modulo resistente efficace fibra C	WC_eff	m ³	0.0688
Modulo resistente efficace fibra D	WD_eff	m ³	0.0645
Caratteristiche della sollecitazione sezione efficace (Sezioni Classe 4)	Var	unità	
Momento di progetto sulla sezione efficace	Med	kNm	-16913.3
Sforzo normale di progetto sulla sezione efficace	Ned	kN	-3151.7
eccentricità del baricentro della sezione efficace	eN	m	0.000
Tensioni agli SLU su sezione efficace (Sezione Classe 4)	Var	unità	
tensione efficace fibra A	σ'_A	Mpa	-231.7
tensione efficace fibra B	σ'_B	Mpa	-214.1
tensione efficace fibra C	σ'_C	Mpa	220.3
tensione efficace fibra D	σ'_D	Mpa	236.4
Verifiche instabilità latero torsionale piattabanda compressa	Var	unità	
Area efficace compressa (Aeff = Afi_eff + Aw_eff/3)	Aeff	m ²	0.0634
tensione efficace media piattabanda inferiore	σ'_{fi}	Mpa	-222.9
moltiplicatore dei carichi di progetto $\alpha_{ult,k} = fyk / \sigma'_{fi}$	$\alpha_{ult,k}$		1.592
moltiplicatore dei carichi di progetto che produce LTB $\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{cr,op}$		36.10
Sforzo normale critico	Ncr	kN	418632
snellezza adimensionale	λ_a		0.232
fattore di imperfezione (curva d)	α_{LT}		0.76
coefficiente $\lambda_{LT,0}$	$\lambda_{LT,0}$		0.20
coefficiente β	β		1.00
Fattore Φ_{LT}	Φ_{LT}		0.539
Fattore di riduzione per LTB	χ_{LT}		0.952
Coefficiente di sicurezza per verifiche di instabilità	γ_{M1}		1.10
$\chi_{LT} \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} =$ (deve essere non minore di 1.0 se $\lambda_a > \lambda_{LT,0}$)			1.378
Status verifica			OK!

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**26 ALLEGATO 13 – IMPALCATO - VERIFICA DELLE SALDATURE
LONGITUDINALI DELLE TRAVI PRINCIPALI - TRE TRAVI**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI

Verifica delle saldature longitudinali

Verifica saldature longitudinali		Var	unità	
resistenza a snervamento dell'acciaio delle anime		fy	Mpa	355
Coefficiente beta 1		β1		0.70
Coefficiente beta 2		β2		0.85
Calcolo delle azioni per effetti locali				
peso proprio soletta		Qc1	kN/ml	38.8
permanenti portati		Qc2	kN/ml	19.5
Carico accidentale fattorizzato per verifiche SLU		Qik	kN	150
larghezza di diffusione in dir. longitudinale		Ld	m	1.24
Carico accidentale distribuito		Qik		121.0
Fattore parziale per verifiche SLU		γc		1.35
Carico complessivo fattorizzato		Qtot		242.0
Classe di resistenza a fatica per saldature longitudinali		Δτc	Mpa	80.0
Coefficiente di resistenza parziale		γMf		1.35
resistenza di calcolo a fatica		Δτc/γMf	Mpa	27.1

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							VERIFICHE A FATICA							
							fibra B			fibra C				fibra B			fibra C				
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	σper (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU	ΔVde (kN)	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat
1	1	0.000	0.000	0.008	0.006	2097.5	0.61452	110.53	OK!	0.48041	86.41	20.75	88.9	OK!	368.9	0.61452	19.44	OK!	0.49314	15.60	OK!
2	1	2.300	2.300	0.008	0.006	1653.0	0.61452	87.10	OK!	0.48041	68.09	20.75	71.2	OK!	315.0	0.61452	16.60	OK!	0.50832	13.73	OK!
3	2	0.000	2.300	0.008	0.006	1653.0	0.61452	87.10	OK!	0.48041	68.09	20.75	71.2	OK!	315.0	0.61452	16.60	OK!	0.50832	13.73	OK!
4	2	4.200	6.500	0.008	0.006	924.6	0.61452	48.72	OK!	0.48041	38.09	20.75	43.4	OK!	238.1	0.61452	12.55	OK!	0.52559	10.73	OK!
5	3	0.000	6.500	0.010	0.007	924.6	0.60388	38.30	OK!	0.45483	28.85	16.60	33.3	OK!	238.0	0.60388	9.86	OK!	0.52700	8.60	OK!
6	3	1.800	8.300	0.010	0.007	1231.4	0.60388	51.01	OK!	0.45483	38.42	16.60	41.9	OK!	229.7	0.60388	9.52	OK!	0.52700	8.30	OK!
7	4	0.000	8.300	0.010	0.007	1231.4	0.60388	51.01	OK!	0.45483	38.42	16.60	41.9	OK!	229.7	0.60388	9.52	OK!	0.52700	8.30	OK!
8	4	3.000	11.300	0.010	0.007	1749.0	0.60388	72.46	OK!	0.45483	54.57	16.60	57.0	OK!	239.4	0.60388	9.92	OK!	0.52700	8.65	OK!
9	5	0.000	11.300	0.010	0.007	1749.1	0.60388	72.46	OK!	0.45483	54.57	16.60	57.0	OK!	239.3	0.60388	9.91	OK!	0.52700	8.65	OK!
10	5	3.000	14.300	0.010	0.007	2271.1	0.60388	94.08	OK!	0.45483	70.86	16.60	72.8	OK!	270.1	0.60388	11.19	OK!	0.52700	9.76	OK!
11	6	0.000	14.300	0.010	0.007	2271.2	0.60388	94.09	OK!	0.45483	70.86	16.60	72.8	OK!	270.1	0.60388	11.19	OK!	0.52700	9.76	OK!
12	6	0.700	15.000	0.010	0.007	2393.5	0.60388	99.15	OK!	0.45483	74.68	16.60	76.5	OK!	277.9	0.60388	11.51	OK!	0.52700	10.05	OK!
13	7	0.000	15.000	0.011	0.008	2393.5	0.60671	90.56	OK!	0.54916	81.97	15.09	83.3	OK!	277.9	0.60671	10.52	OK!	0.46779	8.11	OK!
14	7	2.500	17.500	0.011	0.008	2843.4	0.60671	107.58	OK!	0.54916	97.38	15.09	98.5	OK!	306.8	0.60671	11.61	OK!	0.46418	8.88	OK!
15	8	0.000	17.500	0.011	0.008	2843.4	0.60671	107.58	OK!	0.54916	97.38	15.09	98.5	OK!	306.8	0.60671	11.61	OK!	0.46418	8.88	OK!
16	8	2.500	20.000	0.011	0.008	3286.0	0.60671	124.33	OK!	0.54916	112.54	15.09	113.5	OK!	349.8	0.60671	13.24	OK!	0.45184	9.86	OK!
17	9	0.000	20.000	0.011	0.008	3377.1	0.60671	127.78	OK!	0.54916	115.66	15.09	116.6	OK!	392.8	0.60671	14.86	OK!	0.45184	11.07	OK!
18	9	2.800	22.800	0.011	0.008	2927.4	0.60671	110.76	OK!	0.54916	100.26	15.09	101.4	OK!	360.3	0.60671	13.63	OK!	0.46863	10.53	OK!
19	10	0.000	22.800	0.011	0.008	2927.2	0.60671	110.75	OK!	0.54916	100.25	15.09	101.4	OK!	360.2	0.60671	13.63	OK!	0.46863	10.53	OK!
20	10	2.200	25.000	0.011	0.008	2564.3	0.60671	97.02	OK!	0.54916	87.82	15.09	89.1	OK!	331.4	0.60671	12.54	OK!	0.47375	9.79	OK!
21	11	0.000	25.000	0.010	0.007	2564.3	0.60388	106.23	OK!	0.45483	80.01	16.60	81.7	OK!	331.4	0.60388	13.73	OK!	0.53144	12.08	OK!
22	11	3.800	28.800	0.010	0.007	1956.3	0.60388	81.04	OK!	0.45483	61.04	16.60	63.3	OK!	305.7	0.60388	12.66	OK!	0.54244	11.37	OK!
23	12	0.000	28.800	0.010	0.007	1956.0	0.60388	81.03	OK!	0.45483	61.03	16.60	63.2	OK!	305.6	0.60388	12.66	OK!	0.54244	11.37	OK!
24	12	3.000	31.800	0.010	0.007	1479.8	0.60388	61.30	OK!	0.45483	46.17	16.60	49.1	OK!	293.8	0.60388	12.17	OK!	0.54244	10.93	OK!
25	13	0.000	31.800	0.010	0.007	1479.5	0.60388	61.29	OK!	0.45483	46.16	16.60	49.1	OK!	293.8	0.60388	12.17	OK!	0.54244	10.93	OK!
26	13	3.000	34.800	0.010	0.007	1011.2	0.60388	41.89	OK!	0.45483	31.55	16.60	35.7	OK!	288.8	0.60388	11.96	OK!	0.54013	10.70	OK!
27	14	0.000	34.800	0.010	0.007	1010.9	0.60388	41.88	OK!	0.45483	31.54	16.60	35.6	OK!	288.7	0.60388	11.96	OK!	0.54013	10.70	OK!
28	14	1.700	36.500	0.010	0.007	752.8	0.60388	31.19	OK!	0.45483	23.49	16.60	28.8	OK!	287.9	0.60388	11.93	OK!	0.54013	10.67	OK!
29	15	0.000	36.500	0.010	0.007	752.8	0.60388	31.19	OK!	0.45483	23.49	16.60	28.8	OK!	287.9	0.60388	11.93	OK!	0.54013	10.67	OK!

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							Ver SLU	ΔVde (kN)	VERIFICHE A FATICA					
							fibra B			fibra C						fibra B			fibra C		
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	σ per (Mpa)	sid (Mpa)			Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver fat	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)
30	15	4.300	40.800	0.010	0.007	1419.2	0.60388	58.79	OK!	0.45483	44.28	16.60	47.3	OK!	293.1	0.60388	12.14	OK!	0.54013	10.86	OK!
31	16	0.000	40.800	0.010	0.007	1419.2	0.60388	58.79	OK!	0.45483	44.28	16.60	47.3	OK!	293.0	0.60388	12.14	OK!	0.54013	10.86	OK!
32	16	3.000	43.800	0.010	0.007	1894.8	0.60388	78.49	OK!	0.45483	59.12	16.60	61.4	OK!	304.0	0.60388	12.59	OK!	0.54244	11.31	OK!
33	17	0.000	43.800	0.010	0.007	1894.8	0.60388	78.50	OK!	0.45483	59.12	16.60	61.4	OK!	304.0	0.60388	12.59	OK!	0.54244	11.31	OK!
34	17	3.000	46.800	0.010	0.007	2374.3	0.60388	98.36	OK!	0.45483	74.08	16.60	75.9	OK!	322.6	0.60388	13.36	OK!	0.53559	11.85	OK!
35	18	0.000	46.800	0.010	0.007	2374.4	0.60388	98.36	OK!	0.45483	74.08	16.60	75.9	OK!	322.5	0.60388	13.36	OK!	0.53559	11.85	OK!
36	18	1.200	48.000	0.010	0.007	2566.9	0.60388	106.34	OK!	0.45483	80.09	16.60	81.8	OK!	331.7	0.60388	13.74	OK!	0.53144	12.09	OK!
37	19	0.000	48.000	0.011	0.008	2566.9	0.60671	97.12	OK!	0.54916	87.91	15.09	89.2	OK!	331.7	0.60671	12.55	OK!	0.47375	9.80	OK!
38	19	2.500	50.500	0.011	0.008	2978.1	0.60671	112.68	OK!	0.54916	101.99	15.09	103.1	OK!	364.4	0.60671	13.79	OK!	0.46733	10.62	OK!
39	20	0.000	50.500	0.011	0.008	2978.1	0.60671	112.68	OK!	0.54916	101.99	15.09	103.1	OK!	364.4	0.60671	13.79	OK!	0.46733	10.62	OK!
40	20	2.500	53.000	0.011	0.008	3379.1	0.60671	127.85	OK!	0.54916	115.72	15.09	116.7	OK!	393.0	0.60671	14.87	OK!	0.45184	11.08	OK!
41	21	0.000	53.000	0.011	0.008	3287.7	0.60671	124.40	OK!	0.54916	112.60	15.09	113.6	OK!	350.0	0.60671	13.24	OK!	0.45184	9.86	OK!
42	21	2.300	55.300	0.011	0.008	2880.3	0.60671	108.98	OK!	0.54916	98.64	15.09	99.8	OK!	309.8	0.60671	11.72	OK!	0.46250	8.94	OK!
43	22	0.000	55.300	0.011	0.008	2880.3	0.60671	108.98	OK!	0.54916	98.64	15.09	99.8	OK!	309.8	0.60671	11.72	OK!	0.46250	8.94	OK!
44	22	2.700	58.000	0.011	0.008	2395.5	0.60671	90.64	OK!	0.54916	82.04	15.09	83.4	OK!	278.2	0.60671	10.53	OK!	0.46779	8.12	OK!
45	23	0.000	58.000	0.010	0.007	2395.2	0.60388	99.22	OK!	0.45483	74.73	16.60	76.6	OK!	278.1	0.60388	11.52	OK!	0.52700	10.05	OK!
46	23	3.300	61.300	0.010	0.007	1820.6	0.60388	75.42	OK!	0.45483	56.81	16.60	59.2	OK!	242.3	0.60388	10.04	OK!	0.52700	8.76	OK!
47	24	0.000	61.300	0.010	0.007	1820.3	0.60388	75.41	OK!	0.45483	56.79	16.60	59.2	OK!	242.2	0.60388	10.03	OK!	0.52700	8.75	OK!
48	24	2.600	63.900	0.010	0.007	1370.5	0.60388	56.78	OK!	0.45483	42.76	16.60	45.9	OK!	230.7	0.60388	9.55	OK!	0.52700	8.34	OK!
49	25	0.000	63.900	0.010	0.007	1370.1	0.60388	56.76	OK!	0.45483	42.75	16.60	45.9	OK!	230.5	0.60388	9.55	OK!	0.52700	8.33	OK!
50	25	2.600	66.500	0.010	0.007	926.6	0.60388	38.39	OK!	0.45483	28.91	16.60	33.3	OK!	238.2	0.60388	9.87	OK!	0.52700	8.61	OK!
51	26	0.000	66.500	0.010	0.007	926.2	0.60388	38.37	OK!	0.45483	28.90	16.60	33.3	OK!	238.1	0.60388	9.86	OK!	0.52700	8.61	OK!
52	26	0.800	67.300	0.010	0.007	1024.3	0.60388	42.43	OK!	0.45483	31.96	16.60	36.0	OK!	244.1	0.60388	10.11	OK!	0.52700	8.82	OK!
53	27	0.000	67.300	0.008	0.006	1024.3	0.61452	53.98	OK!	0.48041	42.20	20.75	47.0	OK!	244.1	0.61452	12.86	OK!	0.52559	11.00	OK!
54	27	2.850	70.150	0.008	0.006	1549.4	0.61452	81.64	OK!	0.48041	63.82	20.75	67.1	OK!	302.7	0.61452	15.95	OK!	0.51194	13.29	OK!
55	28	0.000	70.150	0.008	0.006	1549.4	0.61452	81.65	OK!	0.48041	63.83	20.75	67.1	OK!	302.7	0.61452	15.95	OK!	0.51194	13.29	OK!
56	28	2.850	73.000	0.008	0.006	2098.0	0.61452	110.55	OK!	0.48041	86.42	20.75	88.9	OK!	369.4	0.61452	19.46	OK!	0.49314	15.62	OK!

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**27 ALLEGATO 14 – IMPALCATO – TRAVI PRINCIPALI - VERIFICA DELLE
 CONNESSIONI A PIOLI - TRE TRAVI**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20 - IMPALCATO 3 TRAVI

Verifica delle piolature

Resistenza dei connettori		Var	unità
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	γv		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	220
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	α		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	P _{RD,a}	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	P _{RD,c}	kN	122.6
Resistenza del piolo SLU (min {P _{RD,a} ; P _{RD,c} })	P _{RD,SLU}	kN	109.5
Coefficiente Ks	Ks		0.75
Resistenza del piolo SLE (Ks x Prd)	P _{RD,SLE}	kN	82.1

Azioni concentrate alle estremità	kN	Ritiro	Var.Ter.+	Var.Ter.-
Sforzo normale	m	4265.4	-4089.3	4089.3
yG-yGc	m	0.653	0.415	0.415
yG-yGa	m2	0.509	0.747	0.747
A trave isolata	m2	0.079	0.079	0.079
A sezione composta	m4	0.141	0.221	0.221
I sezione composta	kN/m	0.08207	0.10431	0.10431
Sforzo assiale trave in acciaio	m	1030.7	-501.0	501.0
lunghezza ls	kN	3.233	3.233	3.233
Vmax	m	637.6	-309.9	309.9
lunghezza totale viadotto		73	73	73

Fattori lambda - Danneggiamento equivalente	Var	unità
tipo di traffico:	percordanza	lunga
Vita di progetto del ponte	t _{ed}	anni
Peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta	Qm1	kN
numero di	Nobs	
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda 2	λ2	
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λ3	
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λ4	
fattore lambda v 1	λv1	
fattore che tiene conto del volume di traffico lambda v 2	λv2	
fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte	λv3	
fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie	λv4	
fattore lambda v	λv	

Dati per verifiche a fatica - Danneggiamento equivalente	Var	unità
Classe di resistenza a fatica per pioli (scorrimento)	Δtc	Mpa
Classe di resistenza a fatica della piat. Sup. per effetto saldatura pioli	Δsc	Mpa
Coefficiente parziale amplificativo dei carichi	γff	
Coefficiente di resistenza parziale (verifica al danneggiamento)	γmf	
Resistenza di calcolo a fatica pioli Dtr_rid	Δtc/(γmf x γf)	Mpa
Resistenza di calcolo a piattabanda superiore Dse_rid	Δsc/(γmf x γf)	Mpa

coeff. Par. coeff. Par. coeff. Par.
1.20 **0.90** **0.90**

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	TC n.inf	TC n.rit	TC n0	Geometria pioli	permanenti	Verifiche SLU														Sd (kN)	c.u.								
									Sx/lx (m-1)	Sx/lx (m-1)	Sx/lx (m-1)	n-pioli per fila	Sd2 (kN)	Cedimenti vincolari		Ritiro		Var. Ter.+		Var. Ter.-		Carichi mobili				Combinazioni				Inviluppi		
														Ced1	Ced2	Sdrit_cod e (kN)	Sdrit3 (kN)	SdDT+_co de (kN)	SdDT+3 (kN)	SdDT-_code (kN)	SdDT-3 (kN)	SdCmmax (kN)			SdCmmin (kN)	SdCvmax (kN)	SdCvmin (kN)	Vento	C1 Mmax		C2 Mmax	C1 Vmax
1	1	0.000	0.000	0.49314	0.48886	0.56404	0.20	4	-80.4	17.3	-18.9	374.0	93.2	-157.3	-48.8	157.3	48.8	0.0	0.0	158.9	-816.4	-2.2	607.9	-307.6	766.8	-1124.0	1124.0	0.51				

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**28 ALLEGATO 15 – SOTTOSTRUTTURE: IMPALCATO BITRAVE - PILA HMAX
(PILA P1)**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20

Combinazioni reazioni alla base

Allineamento: Pila P1
 Nodo 512

RIEPILOGO AZIONI AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
G1a-Peso proprio impalcato	0	0	3399	0	0
G1b-Peso proprio pila	0	0	5838	0	0
G2a-Perm. portati - impalcato	0	-4	1415	-600	0
G2b-Perm. portati - rinterro	0	0	4113	0	0
e4-Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2-ritiro iperstatico	0	0	0	0	0
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0	0	0	0	0
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0	0	0	0	0
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0	0	2568	3701	0
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0	0	2076	5102	0
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0	0	2568	-3701	0
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0	0	2076	-5102	0
Q3-Frenatura	0	0	0	0	0
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0	0	0	0	0
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0	0	0	0	0
Q5a-Vento Impalcato scarico	0	-381	0	4509	0
Q5b-Vento Impalcato carico	0	-381	0	4509	0
Q7-Forze parassite	-144	0	0	0	-1311
Q6a-Sisma longitudinale	899	0	0	0	3276
Q6b-Sisma trasversale	0	1077	0	9131	0
Q6c-Sisma verticale	0	0	252	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	S.L.U.													
	q1						q3							
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2b-Perm. portati - rinterro	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - MAX	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	S.L.E.freq								q5				S.L.E.qp			
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2b-Perm. portati - rinterro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - MAX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.20	-0.20	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.								q3							
Fx	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173
Fy	-348	-348	-348	-348	338	338	338	338	-348	-348	-348	-348	338	338	338	338
Fz	23399	23399	22735	22735	23399	23399	22735	22735	22532	22532	22034	22034	22532	22532	22034	22034
Mx	8245	8245	10136	10136	-9865	-9865	-11755	-11755	6996	6996	8414	8414	-8616	-8616	-10034	-10034
My	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574

	S.L.U.								q5							
Fx	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173
Fy	-348	-348	-348	-348	338	338	338	338	-577	-577	-577	-577	567	567	567	567
Fz	22532	22532	22034	22034	22532	22532	22034	22034	22532	22532	22034	22034	22532	22532	22034	22034
Mx	6996	6996	8414	8414	-8616	-8616	-10034	-10034	9701	9701	11119	11119	-11321	-11321	-12739	-12739
My	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574

	S.L.U.							
Fx	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173	-173
Fy	-348	-348	-348	-348	338	338	338	338
Fz	22532	22532	22034	22034	22532	22532	22034	22034
Mx	6996	6996	8414	8414	-8616	-8616	-10034	-10034
My	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574	-1574

	S.L.V.								q6.y							
Fx	755	755	755	755	-1043	-1043	-1043	-1043	125	125	-414	-414	125	125	-414	-414
Fy	319	319	-327	-327	319	319	-327	-327	1073	1073	1073	1073	-1080	-1080	-1080	-1080
Fz	14841	14689	14841	14689	14840	14689	14840	14689	14841	14689	14841	14689	14841	14689	14841	14689
Mx	2140	2140	-3339	-3339	2139	2139	-3340	-3340	8531	8531	8531	8531	-9731	-9731	-9731	-9731
My	1965	1965	1965	1965	-4588	-4588	-4588	-4588	-328	-328	-2294	-2294	-329	-329	-2294	-2294

	S.L.E.car								q3							
Fx	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144
Fy	-233	-233	-233	-233	225	225	225	225	-233	-233	-233	-233	225	225	225	225
Fz	17333	17333	16841	16841	17333	17333	16841	16841	16691	16691	16322	16322	16691	16691	16322	16322
Mx	5807	5807	7207	7207	-7007	-7007	-8407	-8407	4881	4881	5932	5932	-6081	-6081	-7132	-7132
My	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311

				S.L.E.car								S.L.E.car					
				q4								q5					
Fx	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144
Fy	-233	-233	-233	-233	225	225	225	225	-385	-385	-385	-385	378	378	378	378	378
Fz	16691	16691	16322	16322	16691	16691	16322	16322	16691	16691	16322	16322	16691	16691	16322	16322	16322
Mx	4881	4881	5932	5932	-6081	-6081	-7132	-7132	6685	6685	7736	7736	-7885	-7885	-8936	-8936	-8936
My	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311

				S.L.E.car			
				e3			
Fx	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144
Fy	-233	-233	-233	-233	225	225	225
Fz	16691	16691	16322	16322	16691	16691	16322
Mx	4881	4881	5932	5932	-6081	-6081	-7132
My	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311

				S.L.E.freq								S.L.E.qp		
				q1								q5		
Fx	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144	-144
Fy	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	73	73	-80	-80	-4	-4
Fz	16691	16691	16322	16322	16691	16691	16322	16322	14765	14765	14765	14765	14765	14765
Mx	2176	2176	3226	3226	-3376	-3376	-4426	-4426	-1502	-1502	302	302	-600	-600
My	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311	-1311

CALCOLO AZIONI SUI PALI

Geometria della palificata										
PALO	Xp	Yp	trav Jxi	long Jyi	trav Yp/SJxi	long Xp/SJyi		Plinto	X	Y
1	-2.00	-5.40	29.1600	4.0000	-0.042	-0.063			-3.00	6.40
2	-2.00	-1.80	3.2400	4.00	-0.014	-0.063			3.00	6.40
3	-2.00	1.80	3.2400	4.00	0.014	-0.063			3.00	-6.40
4	-2.00	5.40	29.1600	4.00	0.042	-0.063			-3.00	-6.40
5	2.00	-5.40	29.1600	4.00	-0.042	0.063			-3.00	6.40
6	2.00	-1.80	3.2400	4.00	-0.014	0.063				
7	2.00	1.80	3.2400	4.00	0.014	0.063				
8	2.00	5.40	29.1600	4.00	0.042	0.063				
8			129.60	32.00						

S.L.U.																
CARICO ASSIALE				q1				q3								
PALO																
1	2680	2680	2518	2518	3434	3434	3430	3430	2623	2623	2502	2502	3274	3274	3271	3271
2	2909	2909	2799	2799	3160	3160	3103	3103	2818	2818	2736	2736	3035	3035	2992	2992
3	3138	3138	3081	3081	2886	2886	2777	2777	3012	3012	2970	2970	2795	2795	2713	2713
4	3367	3367	3363	3363	2612	2612	2450	2450	3206	3206	3203	3203	2556	2556	2435	2435
5	2483	2483	2321	2321	3238	3238	3233	3233	2427	2427	2305	2305	3077	3077	3074	3074
6	2712	2712	2603	2603	2964	2964	2907	2907	2621	2621	2539	2539	2838	2838	2795	2795
7	2941	2941	2884	2884	2690	2690	2580	2580	2815	2815	2773	2773	2599	2599	2517	2517
8	3170	3170	3166	3166	2416	2416	2254	2254	3010	3010	3007	3007	2359	2359	2238	2238
Nmax	3367	3367	3363	3363	3434	3434	3430	3430	3206	3206	3203	3203	3274	3274	3271	3271
Nmin	2483	2483	2321	2321	2416	2416	2254	2254	2427	2427	2305	2305	2359	2359	2238	2238
TAGLIO																
taglio Vx	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22
taglio Vy	-44	-44	-44	-44	42	42	42	42	-44	-44	-44	-44	42	42	42	42
V	49	49	49	49	48	48	48	48	49	49	49	49	48	48	48	48

S.L.U.																
CARICO ASSIALE		q4								q5						
PALO																
1	2623	2623	2502	2502	3274	3274	3271	3271	2511	2511	2389	2389	3387	3387	3383	3383
2	2818	2818	2736	2736	3035	3035	2992	2992	2780	2780	2698	2698	3072	3072	3030	3030
3	3012	3012	2970	2970	2795	2795	2713	2713	3050	3050	3007	3007	2758	2758	2676	2676
4	3206	3206	3203	3203	2556	2556	2435	2435	3319	3319	3316	3316	2443	2443	2322	2322
5	2427	2427	2305	2305	3077	3077	3074	3074	2314	2314	2193	2193	3190	3190	3187	3187
6	2621	2621	2539	2539	2838	2838	2795	2795	2583	2583	2501	2501	2875	2875	2833	2833
7	2815	2815	2773	2773	2599	2599	2517	2517	2853	2853	2810	2810	2561	2561	2479	2479
8	3010	3010	3007	3007	2359	2359	2238	2238	3122	3122	3119	3119	2246	2246	2125	2125
Nmax	3206	3206	3203	3203	3274	3274	3271	3271	3319	3319	3316	3316	3387	3387	3383	3383
Nmin	2427	2427	2305	2305	2359	2359	2238	2238	2314	2314	2193	2193	2246	2246	2125	2125
TAGLIO																
taglio Vx	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22
taglio Vy	-44	-44	-44	-44	42	42	42	42	-72	-72	-72	-72	71	71	71	71
V	49	49	49	49	48	48	48	48	75	75	75	75	74	74	74	74

S.L.U.								
CARICO ASSIALE	q7							
PALO								
1	2623	2623	2502	2502	3274	3274	3271	3271
2	2818	2818	2736	2736	3035	3035	2992	2992
3	3012	3012	2970	2970	2795	2795	2713	2713
4	3206	3206	3203	3203	2556	2556	2435	2435
5	2427	2427	2305	2305	3077	3077	3074	3074
6	2621	2621	2539	2539	2838	2838	2795	2795
7	2815	2815	2773	2773	2599	2599	2517	2517
8	3010	3010	3007	3007	2359	2359	2238	2238
Nmax	3206	3206	3203	3203	3274	3274	3271	3271
Nmin	2427	2427	2305	2305	2359	2359	2238	2238
TAGLIO								
taglio Vx	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22	-22
taglio Vy	-44	-44	-44	-44	42	42	42	42
V	49	49	49	49	48	48	48	48

S.L.V.																
CARICO ASSIALE		q6.x								q6.y						
PALO																
1	1643	1624	1871	1852	2053	2034	2281	2262	1520	1501	1643	1624	2281	2262	2404	2385
2	1703	1684	1779	1760	2112	2093	2188	2169	1757	1738	1880	1861	2011	1992	2134	2115
3	1762	1743	1686	1667	2172	2153	2095	2077	1994	1975	2117	2098	1740	1722	1863	1844
4	1821	1803	1593	1574	2231	2212	2003	1984	2231	2212	2354	2335	1470	1451	1593	1574
5	1889	1870	2117	2098	1479	1460	1707	1689	1479	1460	1356	1337	2240	2221	2117	2098
6	1948	1929	2024	2005	1539	1520	1615	1596	1716	1697	1593	1574	1970	1951	1847	1828
7	2008	1989	1932	1913	1598	1579	1522	1503	1953	1934	1830	1811	1699	1680	1577	1558
8	2067	2048	1839	1820	1657	1639	1429	1410	2190	2171	2067	2048	1429	1410	1306	1287
Nmax	2067	2048	2117	2098	2231	2212	2281	2262	2231	2212	2354	2335	2281	2262	2404	2385
Nmin	1643	1624	1593	1574	1479	1460	1429	1410	1479	1460	1356	1337	1429	1410	1306	1287
TAGLIO																
taglio Vx	94	94	94	94	-130	-130	-130	-130	16	16	-52	-52	16	16	-52	-52
taglio Vy	40	40	-41	-41	40	40	-41	-41	134	134	134	134	-135	-135	-135	-135
V	102	102	103	103	136	136	137	137	135	135	144	144	136	136	145	145

CARICO ASSIALE		S.L.E.car															
PALO		q1								q3							
1		2007	2007	1887	1887	2540	2540	2537	2537	1965	1965	1875	1875	2422	2422	2419	2419
2		2168	2168	2087	2087	2346	2346	2304	2304	2101	2101	2040	2040	2253	2253	2221	2221
3		2329	2329	2287	2287	2151	2151	2070	2070	2236	2236	2205	2205	2084	2084	2023	2023
4		2490	2490	2487	2487	1957	1957	1837	1837	2372	2372	2369	2369	1915	1915	1825	1825
5		1843	1843	1723	1723	2377	2377	2373	2373	1801	1801	1711	1711	2258	2258	2255	2255
6		2004	2004	1923	1923	2182	2182	2140	2140	1937	1937	1876	1876	2089	2089	2057	2057
7		2165	2165	2123	2123	1987	1987	1906	1906	2072	2072	2041	2041	1920	1920	1859	1859
8		2327	2327	2323	2323	1793	1793	1673	1673	2208	2208	2205	2205	1751	1751	1661	1661
Nmax		2490	2490	2487	2487	2540	2540	2537	2537	2372	2372	2369	2369	2422	2422	2419	2419
Nmin		1843	1843	1723	1723	1793	1793	1673	1673	1801	1801	1711	1711	1751	1751	1661	1661
TAGLIO																	
taglio Vx		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18
taglio Vy		-29	-29	-29	-29	28	28	28	28	-29	-29	-29	-29	28	28	28	28
V		34	34	34	34	33	33	33	33	34	34	34	34	33	33	33	33

CARICO ASSIALE		S.L.E.car															
PALO		q4								q5							
1		1965	1965	1875	1875	2422	2422	2419	2419	1890	1890	1800	1800	2497	2497	2494	2494
2		2101	2101	2040	2040	2253	2253	2221	2221	2075	2075	2015	2015	2278	2278	2246	2246
3		2236	2236	2205	2205	2084	2084	2023	2023	2261	2261	2230	2230	2059	2059	1998	1998
4		2372	2372	2369	2369	1915	1915	1825	1825	2447	2447	2444	2444	1840	1840	1750	1750
5		1801	1801	1711	1711	2258	2258	2255	2255	1726	1726	1636	1636	2333	2333	2331	2331
6		1937	1937	1876	1876	2089	2089	2057	2057	1912	1912	1851	1851	2114	2114	2082	2082
7		2072	2072	2041	2041	1920	1920	1859	1859	2097	2097	2066	2066	1895	1895	1834	1834
8		2208	2208	2205	2205	1751	1751	1661	1661	2283	2283	2281	2281	1676	1676	1586	1586
Nmax		2372	2372	2369	2369	2422	2422	2419	2419	2447	2447	2444	2444	2497	2497	2494	2494
Nmin		1801	1801	1711	1711	1751	1751	1661	1661	1726	1726	1636	1636	1676	1676	1586	1586
TAGLIO																	
taglio Vx		-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18
taglio Vy		-29	-29	-29	-29	28	28	28	28	-48	-48	-48	-48	47	47	47	47
V		34	34	34	34	33	33	33	33	51	51	51	51	51	51	51	51

S.L.E.car								
CARICO ASSIALE								
PALO								
q7								
1	1965	1965	1875	1875	2422	2422	2419	2419
2	2101	2101	2040	2040	2253	2253	2221	2221
3	2236	2236	2205	2205	2084	2084	2023	2023
4	2372	2372	2369	2369	1915	1915	1825	1825
5	1801	1801	1711	1711	2258	2258	2255	2255
6	1937	1937	1876	1876	2089	2089	2057	2057
Nmax	2372	2372	2369	2369	2422	2422	2419	2419
Nmin	1801	1801	1711	1711	1751	1751	1661	1661
TAGLIO								
taglio Vx	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18
taglio Vy	-29	-29	-29	-29	28	28	28	28
V	34	34	34	34	33	33	33	33

S.L.freq													S.L.qp			
CARICO ASSIALE																
PALO																
q1													q5			
1	2078	2078	1988	1988	2309	2309	2307	2307	1990	1990	1915	1915	1953	1953		
2	2138	2138	2077	2077	2215	2215	2184	2184	1948	1948	1923	1923	1936	1936		
3	2199	2199	2167	2167	2121	2121	2061	2061	1907	1907	1932	1932	1919	1919		
4	2259	2259	2257	2257	2028	2028	1938	1938	1865	1865	1940	1940	1903	1903		
5	1914	1914	1824	1824	2145	2145	2143	2143	1826	1826	1751	1751	1789	1789		
6	1974	1974	1913	1913	2051	2051	2020	2020	1785	1785	1759	1759	1772	1772		
7	2035	2035	2003	2003	1957	1957	1897	1897	1743	1743	1768	1768	1755	1755		
8	2095	2095	2093	2093	1864	1864	1774	1774	1701	1701	1776	1776	1739	1739		
Nmax	2259	2259	2257	2257	2309	2309	2307	2307	1990	1990	1940	1940	1953	1953		
Nmin	1914	1914	1824	1824	1864	1864	1774	1774	1701	1701	1751	1751	1739	1739		
TAGLIO																
taglio Vx	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18	-18		
taglio Vy	0	0	0	0	0	0	0	0	9	9	-10	-10	0	0		
V	18	18	18	18	18	18	18	18	20	20	21	21	18	18		

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI							
			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3434	3434	2404	2540	2309	1953
Azione assiale minima	Nmin	1287	2125	1287	1586	1701	1739
Azione trasversale massima	Vmax	145	75	145	51	21	18

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE			
Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di elasticità del terreno	Et	Mpa	34.6
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	30000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	3.92

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI						
		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3434	2404	2540	2309
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	2125	1287	1586	1701
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	148	284	101	40
Momento amplificato del 20%	Mmax	kNm	177	341	121	49
Sforzo di taglio massimo	Vmax	kN	75	145	51	21

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA		
	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	23399	14841
Carico verticale medio agente sui pali	2925	1855

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20**Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Dati	Var	unità	
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	13.60
Larghezza del plinto in direzione longitudinale	Bl	m	6.00
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. trasversale	St	m	1.00
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. longitudinale	Sl	m	1.40
Altezza del plinto	Hp	m	1.80

ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.80
distanza tra palo e sezione di incastro	a	m	1.40
copriferro	c	m	0.089
larghezza puntone	b	m	2.80
larghezza collaborante	bt	m	2.80
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza a compressione caratteristica cls	fcK	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.71
lunghezza del tirante	l	m	1.74
fattore lambda ($l / 0.9d$) = arctan y	l		1.13
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Longitudinale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/pass	mm	m	mmq
primo strato dal basso	10	28	26	0.089	14866
secondo strato dal basso	0	0	26	0.155	0
terzo strato dal basso	0	0	26	0.221	0
quarto strato dal basso	0	0	26	0.287	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.089	14866

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	Pmax	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	3434	75	3572.2	9129	4767.6
SLU-SIS	2404	145	2592.4	6625	3459.9
			3572.2	9129	4767.6

Armatura effettivamente adottata:	As	mmq	14866	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	5817.1	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		61%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	17979.1	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		27%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	Pmax kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-RARA	2540	51	2638	177

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni c.u. 49% **OK!**

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	Pmax kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-FREQUENTE	2309	21	2372	160

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile wlim mm 0.40 w3
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{lim} MPa 220.0
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. 73% **OK!**

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	Pmax kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1953	18	2006	135

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile wlim mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{lim} MPa 194.3
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. 69% **OK!**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20

Combinazioni in testa pila

Allineamento: Pila P1
 Nodo: 510

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI IN TESTA PILA

	N [kN]	Vt [kN]	VI [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
G1a-Peso proprio impalcato	3399	0	0	0	0
G1b-Peso proprio pila	0	0	0	0	0
G2a-Perm. portati - impalcato	1415	4	0	0	634
e4-Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2-ritiro iperstatico	0	0	0	0	0
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0	0	0	0	0
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0	0	0	0	0
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	2568	0	0	0	-3701
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	2076	0	0	0	-5102
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	2568	0	0	0	3701
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	2076	0	0	0	5102
Q3-Frenatura	0	0	0	0	0
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0	0	0	0	0
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0	0	0	0	0
Q5a-Vento Impalcato scarico	0	369	0	0	-1091
Q5b-Vento Impalcato carico	0	369	0	0	-1091
Q7-Forze parassite	0	0	102	-51	0
Q6a-Sisma longitudinale	0	0	320	0	0
Q6b-Sisma trasversale	0	850	0	0	1330
Q6c-Sisma verticale	191	0	0	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	S.L.U.															
	q1								q3							
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.				q4				q5			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	-1.50	-1.50	-1.50
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.			
				e3			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

S.L.V.										q6.y					
q6.x															
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30
Q6b-Sisma trasversale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Q6c-Sisma verticale	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	-0.30

S.L.E.car										S.L.E						S.L.E.freq		S.L.E.qp	
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e3a-Variazione termica diff+u	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q5b-Vento Impalcato carico	0.60	0.60	0.60	0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.00	
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SOLLECITAZIONI IN TESTA ALLE PILE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

S.L.U.										q3						
q1																
N	9966	9966	9302	9302	9966	9966	9302	9302	9099	9099	8601	8601	9099	9099	8601	8601
Vt	337	337	337	337	-327	-327	-327	-327	337	337	337	337	-327	-327	-327	-327
VI	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122
MI	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61
Mt	-5123	-5123	-7014	-7014	6834	6834	8725	8725	-3874	-3874	-5292	-5292	5585	5585	7003	7003

S.L.U.										q5						
q4																
N	9099	9099	8601	8601	9099	9099	8601	8601	9099	9099	8601	8601	9099	9099	8601	8601
Vt	337	337	337	337	-327	-327	-327	-327	559	559	559	559	-549	-549	-549	-549
VI	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122	122
MI	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61
Mt	-3874	-3874	-5292	-5292	5585	5585	7003	7003	-4529	-4529	-5947	-5947	6240	6240	7658	7658

S.L.U.								
e3								
N	9099	9099	8601	8601	9099	9099	8601	8601
Vt	337	337	337	337	-327	-327	-327	-327
VI	122	122	122	122	122	122	122	122
MI	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61	-61
Mt	-3874	-3874	-5292	-5292	5585	5585	7003	7003

S.L.V.																
q6.x								q6.y								
N	4872	4757	4872	4757	4872	4757	4872	4757	4872	4757	4872	4757	4872	4757	4872	4757
Vt	259	259	-251	-251	259	259	-251	-251	854	854	854	854	-846	-846	-846	-846
VI	422	422	422	422	-218	-218	-218	-218	198	198	6	6	198	198	6	6
MI	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51
Mt	1033	1033	235	235	1032	1032	235	235	1964	1964	1963	1963	-696	-696	-696	-696

S.L.E.																		
S.L.E.car								S.L.E.freq								S.L.E.qp		
N	7382	7382	6890	6890	7382	7382	6890	6890	6740	6740	6371	6371	6740	6740	6371	6371	4814	4814
Vt	225	225	225	225	-218	-218	-218	-218	-70	-70	-70	-70	78	78	78	78	4	4
VI	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102
MI	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51	-51
Mt	-3722	-3722	-5123	-5123	4989	4989	6390	6390	-1924	-1924	-2974	-2974	3191	3191	4241	4241	634	634

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20

Combinazioni allo spiccato pila

Allineamento: **Pila P1**
 Nodo: 510

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO PILA

	N [kN]	Vt [kN]	VI [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
G1a-Peso proprio impalcato	3399	0	0	0	0
G1b-Peso proprio pila	2166	0	0	0	0
G2a-Perm. portati - impalcato	1415	4	0	0	607
e4-Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2-ritiro iperstatico	0	0	0	0	0
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0	0	0	0	0
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0	0	0	0	0
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	2568	0	0	0	-3701
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	2076	0	0	0	-5102
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	2568	0	0	0	3701
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	2076	0	0	0	5102
Q3-Frenatura	0	0	0	0	0
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0	0	0	0	0
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0	0	0	0	0
Q5a-Vento Impalcato scarico	0	381	0	0	-3823
Q5b-Vento Impalcato carico	0	381	0	0	-3823
Q7-Forze parassite	0	0	167	-1215	0
Q6a-Sisma longitudinale	0	0	320	2331	0
Q6b-Sisma trasversale	0	850	0	0	7516
Q6c-Sisma verticale	191	0	0	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	q1								S.L.U.								q3							
	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	1.35
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.				q4				q5			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	-1.50	-1.50	-1.50
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.			
				e3			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.V.				q6.x				q6.y			
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30
Q6b-Sisma trasversale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Q6c-Sisma verticale	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30

	S.L.E.car								S.L.E.				S.L.E.freq				S.L.E.qp		
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcat	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q5b-Vento Impalcato carico	0.60	0.60	0.60	0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.00	0.00	
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO PILE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.								S.L.U.							
	q1				q2				q3				q4			
N	12889	12889	12225	12225	12889	12889	12225	12225	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525
Vt	348	348	348	348	-338	-338	-338	-338	348	348	348	348	-338	-338	-338	-338
VI	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
MI	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458
Mt	-7618	-7618	-9509	-9509	9256	9256	11147	11147	-6369	-6369	-7787	-7787	8007	8007	9425	9425

	S.L.U.								S.L.U.							
	q4				q5				q6				q7			
N	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525
Vt	348	348	348	348	-338	-338	-338	-338	577	577	577	577	-567	-567	-567	-567
VI	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
MI	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458
Mt	-6369	-6369	-7787	-7787	8007	8007	9425	9425	-8663	-8663	-10081	-10081	10300	10300	11719	11719

	S.L.U.							
	e3				e4			
N	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525
Vt	348	348	348	348	-338	-338	-338	-338
VI	200	200	200	200	200	200	200	200
MI	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458	-1458
Mt	-6369	-6369	-7787	-7787	8007	8007	9425	9425

	S.L.V.								S.L.V.							
	q6.x				q6.y				q7.x				q7.y			
N	7037	6923	7037	6923	7037	6922	7037	6922	7037	6923	7037	6923	7037	6923	7037	6922
Vt	259	259	-251	-251	259	259	-251	-251	854	854	854	854	-846	-846	-846	-846
VI	487	487	487	487	-153	-153	-153	-153	263	263	71	71	263	263	71	71
MI	1115	1115	1115	1115	-3546	-3546	-3546	-3546	-516	-516	-1914	-1914	-516	-516	-1914	-1914
Mt	2861	2861	-1648	-1648	2861	2861	-1648	-1648	8122	8122	8122	8122	-6909	-6909	-6909	-6909

	S.L.E.car								S.L.E.								S.L.freq				S.L.qp	
	9548	9548	9056	9056	9548	9548	9056	9056	8906	8906	8537	8537	8906	8906	8537	8537	6980	6980				
N	9548	9548	9056	9056	9548	9548	9056	9056	8906	8906	8537	8537	8906	8906	8537	8537	6980	6980				
Vt	233	233	233	233	-225	-225	-225	-225	-73	-73	-73	-73	80	80	80	80	4	4				
VI	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167				
MI	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215	-1215				
Mt	-5388	-5388	-6789	-6789	6601	6601	8002	8002	-1404	-1404	-2455	-2455	2618	2618	3668	3668	607	607				

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

	hpila	m		fessurata
Altezza della pila	L0	m	6.78	
Lunghezza libera d'inflessione	Apila	m	13.56	
Area pila	lpila	m ²	11.900	
Momento d'inerzia pila attorno asse y (dir. longitudinale)	lxpila	m ⁴	98.4140	49.207
Momento d'inerzia pila attorno asse x (dir. Trasversale)	ry	m	1.4050	0.703
raggio d'inerzia in dir. Longitudinale	rx	m	2.876	2.033
raggio d'inerzia in dir. Trasversale	fcd	Mpa	0.344	0.243
resistenza di progetto cls pila	λ0y		18.13	
snellezza della pila in dir. Longitudinale	λ0x		4.72	6.67
snellezza della pila in dir. Trasversale			39.46	55.81

Valutazione della snellezza limite

	S.L.U.								q3							
	q1	q1	q1	q1	q1	q1	q1	q1	q3	q3	q3	q3	q3	q3	q3	q3
NEd	12889	12889	12225	12225	12889	12889	12225	12225	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525
v	0.060	0.060	0.057	0.057	0.060	0.060	0.057	0.057	0.056	0.056	0.053	0.053	0.056	0.056	0.053	0.053
λlim	102.3	102.3	105.0	105.0	102.3	102.3	105.0	105.0	105.9	105.9	108.2	108.2	105.9	105.9	108.2	108.2

	S.L.U.								q5							
	q4	q4	q4	q4	q4	q4	q4	q4	q5	q5	q5	q5	q5	q5	q5	q5
NEd	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525
v	0.056	0.056	0.053	0.053	0.056	0.056	0.053	0.053	0.056	0.056	0.053	0.053	0.056	0.056	0.053	0.053
λlim	105.9	105.9	108.2	108.2	105.9	105.9	108.2	108.2	105.9	105.9	108.2	108.2	105.9	105.9	108.2	108.2

	S.L.U.							
	q6	q6	q6	q6	q6	q6	q6	q6
N	12023	12023	11525	11525	12023	12023	11525	11525
v	0.056	0.056	0.053	0.053	0.056	0.056	0.053	0.053
λlim	105.9	105.9	108.2	108.2	105.9	105.9	108.2	108.2

	S.L.V.								ESLV-Y							
	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-X	ESLV-Y	ESLV-Y	ESLV-Y	ESLV-Y	ESLV-Y	ESLV-Y	ESLV-Y	ESLV-Y
N	7037	6923	7037	6923	7037	6922	7037	6922	7037	6923	7037	6923	7037	6923	7037	6922
v	0.033	0.032	0.033	0.032	0.033	0.032	0.033	0.032	0.033	0.032	0.033	0.032	0.033	0.032	0.033	0.032
λlim	138.4	139.6	138.4	139.6	138.4	139.6	138.4	139.6	138.4	139.6	138.4	139.6	138.4	139.6	138.4	139.6

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**29 ALLEGATO 16 – SOTTOSTRUTTURE: IMPALCATO TRE TRAVI - PILA HMAX
(PILA P1)**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20

Combinazioni reazioni alla base

Allineamento: Pila P1
 Nodo 512

RIEPILOGO AZIONI AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
G1a-Peso proprio impalcato	0	0	8131	0	0
G1b-Peso proprio pila	0	0	12827	0	0
G2a-Perm. portati - impalcato	0	0	1665	269	0
G2b-Perm. portati - rinterro	0	0	7941	0	0
e4-Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2-ritiro iperstatico	0	0	0	0	0
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0	0	0	0	0
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0	0	0	0	0
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0	0	2866	7121	0
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0	0	2082	9019	0
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0	0	2866	-7121	0
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0	0	2082	-9019	0
Q3-Frenatura	0	0	0	0	0
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0	0	0	0	0
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0	0	0	0	0
Q5a-Vento Impalcato scarico	0	-100	0	1074	0
Q5b-Vento Impalcato carico	0	-273	0	3064	0
Q7-Forze parassite	-294	0	0	0	-2669
Q6a-Sisma longitudinale	1912	0	1	1	8268
Q6b-Sisma trasversale	1	1703	1	12209	1
Q6c-Sisma verticale	0	0	564	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	q1								S.L.U.								q3										
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2b-Perm. portati - rinterro	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - MAX	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	S.L.E.freq				q1				q5				S.L.E.qp			
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
G2a-Perm. portali - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
G2b-Perm. portali - rinterro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e4-Cedimenti differenziali - MAX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.20	-0.20	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	
Q5b-Vento Impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.				q1				q3				
Fx	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353
Fy	-246	-246	-246	-246	246	246	246	246	-246	-246	-246	-246	246
Fz	45132	45132	44074	44074	45132	45132	44074	44074	44165	44165	43371	43371	44165
Mx	12735	12735	15298	15298	-12009	-12009	-14571	-14571	10332	10332	12254	12254	-9605
My	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202

	S.L.U.				q4				q5				
Fx	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353
Fy	-246	-246	-246	-246	246	246	246	246	-409	-409	-409	-409	410
Fz	44165	44165	43371	43371	44165	44165	43371	43371	44165	44165	43371	43371	44165
Mx	10332	10332	12254	12254	-9605	-9605	-11527	-11527	12170	12170	14092	14092	-11444
My	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202

	S.L.U.				e3			
Fx	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353	-353
Fy	-246	-246	-246	-246	246	246	246	246
Fz	44165	44165	43371	43371	44165	44165	43371	43371
Mx	10332	10332	12254	12254	-9605	-9605	-11527	-11527
My	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202	-3202

	S.L.V.				q6.x				q6.y				
Fx	1618	1618	1618	1618	-2205	-2205	-2206	-2206	280	280	-867	-867	279
Fy	511	511	-510	-510	511	511	-511	-511	1703	1703	1703	1703	-1702
Fz	30735	30397	30734	30396	30734	30396	30733	30395	30736	30397	30735	30397	30733
Mx	3933	3932	-3393	-3393	3931	3931	-3394	-3394	12479	12478	12478	12478	-11940
My	5599	5599	5599	5599	-10936	-10936	-10936	-10937	-187	-187	-5148	-5148	-189

	S.L.E.car				q1				q3				
Fx	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294
Fy	-164	-164	-164	-164	164	164	164	164	-164	-164	-164	-164	164
Fz	33431	33431	32647	32647	33431	33431	32647	32647	32715	32715	32127	32127	32715
Mx	9229	9229	11127	11127	-8691	-8691	-10589	-10589	7449	7449	8872	8872	-6911
My	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669

S.L.E.car															
q4								q5							
Fx	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294
Fy	-164	-164	-164	-164	164	164	164	164	-273	-273	-273	-273	273	273	273
Fz	32715	32715	32127	32127	32715	32715	32127	32127	32715	32715	32127	32127	32715	32715	32127
Mx	7449	7449	8872	8872	-6911	-6911	-8334	-8334	8675	8675	10098	10098	-8136	-8136	-9560
My	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669

S.L.E.car							
e3							
Fx	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294
Fy	-164	-164	-164	-164	164	164	164
Fz	32715	32715	32127	32127	32715	32715	32127
Mx	7449	7449	8872	8872	-6911	-6911	-8334
My	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669

S.L.E.freq								q5				S.L.E.qp		
q1														
Fx	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294	-294
Fy	0	0	0	0	0	0	0	20	20	-20	-20	0	0	
Fz	32715	32715	32127	32127	32715	32715	32127	30565	30565	30565	30565	30565	30565	
Mx	5610	5610	7034	7034	-5072	-5072	-6496	54	54	484	484	269	269	
My	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	-2669	

CALCOLO AZIONI SUI PALI

Geometria della palificata							Plinto	X	Y
PALO	Xp	Yp	trasv Jxi	long Jyi	trasv Yp/SJxi	long Xp/SJyi			
1	-2.00	-10.80	116.6400	4.0000	-0.015	-0.036	-3.00	13.13	
2	-2.00	-7.20	51.8400	4.00	-0.010	-0.036	3.00	13.13	
3	-2.00	-3.60	12.9600	4.00	-0.005	-0.036	3.00	-13.13	
4	-2.00	0.00	0.0000	4.00	0.000	-0.036	-3.00	-13.13	
5	-2.00	3.60	12.9600	4.00	0.005	-0.036	-3.00	13.13	
6	-2.00	7.20	51.8400	4.00	0.010	-0.036			
7	-2.00	10.80	116.6400	4.00	0.015	-0.036			
8	2.00	-10.80	116.6400	4.00	-0.015	0.036			
9	2.00	-7.20	51.8400	4.00	-0.010	0.036			
10	2.00	-3.60	12.9600	4.00	-0.005	0.036			
11	2.00	0.00	0.0000	4.00	0.000	0.036			
12	2.00	3.60	12.9600	4.00	0.005	0.036			
13	2.00	7.20	51.8400	4.00	0.010	0.036			
14	2.00	10.80	116.6400	4.00	0.015	0.036			
14			725.76	56.00					

CARICO ASSIALE		S.L.U.															
		q1								q3							
PALO																	
1		3149	3149	3035	3035	3517	3517	3479	3479	3115	3115	3030	3030	3412	3412	3384	3384
2		3212	3212	3111	3111	3457	3457	3407	3407	3167	3167	3091	3091	3364	3364	3327	3327
3		3275	3275	3187	3187	3398	3398	3335	3335	3218	3218	3152	3152	3317	3317	3269	3269
4		3338	3338	3262	3262	3338	3338	3262	3262	3269	3269	3212	3212	3269	3269	3212	3212
5		3401	3401	3338	3338	3279	3279	3190	3190	3320	3320	3273	3273	3221	3221	3155	3155
6		3464	3464	3414	3414	3219	3219	3118	3118	3372	3372	3334	3334	3174	3174	3098	3098
7		3528	3528	3490	3490	3159	3159	3046	3046	3423	3423	3395	3395	3126	3126	3041	3041
8		2920	2920	2806	2806	3288	3288	3251	3251	2887	2887	2801	2801	3183	3183	3155	3155
9		2983	2983	2882	2882	3229	3229	3178	3178	2938	2938	2862	2862	3136	3136	3098	3098
10		3046	3046	2958	2958	3169	3169	3106	3106	2989	2989	2923	2923	3088	3088	3041	3041
11		3109	3109	3034	3034	3109	3109	3034	3034	3040	3040	2984	2984	3040	3040	2984	2984
12		3173	3173	3110	3110	3050	3050	2961	2961	3092	3092	3044	3044	2993	2993	2926	2926
13		3236	3236	3186	3186	2990	2990	2889	2889	3143	3143	3105	3105	2945	2945	2869	2869
14		3299	3299	3261	3261	2931	2931	2817	2817	3194	3194	3166	3166	2897	2897	2812	2812
Nmax		3528	3528	3490	3490	3517	3517	3479	3479	3423	3423	3395	3395	3412	3412	3384	3384
Nmin		2920	2920	2806	2806	2931	2931	2817	2817	2887	2887	2801	2801	2897	2897	2812	2812
TAGLIO																	
taglio Vx		-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
taglio Vy		-18	-18	-18	-18	18	18	18	18	-18	-18	-18	-18	18	18	18	18
V		31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31

CARICO ASSIALE		S.L.U.															
		q4								q5							
PALO																	
1		3115	3115	3030	3030	3412	3412	3384	3384	3088	3088	3003	3003	3439	3439	3411	3411
2		3167	3167	3091	3091	3364	3364	3327	3327	3148	3148	3072	3072	3383	3383	3345	3345
3		3218	3218	3152	3152	3317	3317	3269	3269	3209	3209	3142	3142	3326	3326	3279	3279
4		3269	3269	3212	3212	3269	3269	3212	3212	3269	3269	3212	3212	3269	3269	3212	3212
5		3320	3320	3273	3273	3221	3221	3155	3155	3329	3329	3282	3282	3212	3212	3146	3146
6		3372	3372	3334	3334	3174	3174	3098	3098	3390	3390	3352	3352	3155	3155	3080	3080
7		3423	3423	3395	3395	3126	3126	3041	3041	3450	3450	3422	3422	3099	3099	3013	3013
8		2887	2887	2801	2801	3183	3183	3155	3155	2859	2859	2774	2774	3211	3211	3182	3182
9		2938	2938	2862	2862	3136	3136	3098	3098	2920	2920	2844	2844	3154	3154	3116	3116
10		2989	2989	2923	2923	3088	3088	3041	3041	2980	2980	2914	2914	3097	3097	3050	3050
11		3040	3040	2984	2984	3040	3040	2984	2984	3040	3040	2984	2984	3040	3040	2984	2984
12		3092	3092	3044	3044	2993	2993	2926	2926	3101	3101	3053	3053	2984	2984	2917	2917
13		3143	3143	3105	3105	2945	2945	2869	2869	3161	3161	3123	3123	2927	2927	2851	2851
14		3194	3194	3166	3166	2897	2897	2812	2812	3221	3221	3193	3193	2870	2870	2785	2785
Nmax		3423	3423	3395	3395	3412	3412	3384	3384	3450	3450	3422	3422	3439	3439	3411	3411
Nmin		2887	2887	2801	2801	2897	2897	2812	2812	2859	2859	2774	2774	2870	2870	2785	2785
TAGLIO																	
taglio Vx		-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
taglio Vy		-18	-18	-18	-18	18	18	18	18	-29	-29	-29	-29	29	29	29	29
V		31	31	31	31	31	31	31	31	39	39	39	39	39	39	39	39

S.L.U.								
CARICO ASSIALE								
PALO								
q7								
1	3115	3115	3030	3030	3412	3412	3384	3384
2	3167	3167	3091	3091	3364	3364	3327	3327
3	3218	3218	3152	3152	3317	3317	3269	3269
4	3269	3269	3212	3212	3269	3269	3212	3212
5	3320	3320	3273	3273	3221	3221	3155	3155
6	3372	3372	3334	3334	3174	3174	3098	3098
7	3423	3423	3395	3395	3126	3126	3041	3041
8	2887	2887	2801	2801	3183	3183	3155	3155
9	2938	2938	2862	2862	3136	3136	3098	3098
10	2989	2989	2923	2923	3088	3088	3041	3041
11	3040	3040	2984	2984	3040	3040	2984	2984
12	3092	3092	3044	3044	2993	2993	2926	2926
13	3143	3143	3105	3105	2945	2945	2869	2869
14	3194	3194	3166	3166	2897	2897	2812	2812
Nmax	3423	3423	3395	3395	3412	3412	3384	3384
Nmin	2887	2887	2801	2801	2897	2897	2812	2812
TAGLIO								
taglio Vx	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
taglio Vy	-18	-18	-18	-18	18	18	18	18
V	31	31	31	31	31	31	31	31

S.L.V.																
CARICO ASSIALE																
PALO																
q6.x								q6.y								
1	1937	1913	2046	2022	2527	2503	2636	2612	2016	1992	2194	2169	2380	2355	2557	2533
2	1956	1932	2029	2005	2547	2523	2620	2595	2078	2054	2255	2231	2320	2296	2498	2473
3	1976	1952	2012	1988	2566	2542	2603	2578	2140	2116	2317	2293	2261	2237	2438	2414
4	1995	1971	1995	1971	2586	2562	2586	2562	2202	2178	2379	2355	2202	2178	2379	2355
5	2015	1991	1979	1954	2605	2581	2569	2545	2264	2240	2441	2417	2143	2119	2320	2296
6	2034	2010	1962	1938	2625	2601	2552	2528	2326	2302	2503	2479	2084	2059	2261	2236
7	2054	2030	1945	1921	2644	2620	2535	2511	2388	2364	2565	2541	2024	2000	2201	2177
8	2337	2313	2446	2422	1746	1722	1855	1831	2003	1979	1826	1802	2366	2342	2189	2165
9	2356	2332	2429	2405	1766	1742	1838	1814	2065	2041	1888	1864	2307	2283	2130	2106
10	2376	2352	2412	2388	1785	1761	1821	1797	2127	2103	1950	1925	2248	2223	2071	2046
11	2395	2371	2395	2371	1805	1781	1805	1780	2189	2165	2012	1987	2188	2164	2011	1987
12	2415	2391	2378	2354	1824	1800	1788	1764	2251	2226	2073	2049	2129	2105	1952	1928
13	2434	2410	2362	2337	1844	1820	1771	1747	2313	2288	2135	2111	2070	2046	1893	1869
14	2454	2430	2345	2321	1863	1839	1754	1730	2374	2350	2197	2173	2011	1987	1834	1809
Nmax	2454	2430	2446	2422	2644	2620	2636	2612	2388	2364	2565	2541	2380	2355	2557	2533
Nmin	1937	1913	1945	1921	1746	1722	1754	1730	2003	1979	1826	1802	2011	1987	1834	1809
TAGLIO																
taglio Vx	116	116	116	116	-158	-158	-158	-158	20	20	-62	-62	20	20	-62	-62
taglio Vy	37	37	-36	-36	36	36	-36	-36	122	122	122	122	-122	-122	-122	-122
V	121	121	121	121	162	162	162	162	123	123	136	136	123	123	136	136

S.L.E.car																
CARICO ASSIALE																
PALO																
q1								q3								
1	2346	2346	2262	2262	2613	2613	2585	2585	2321	2321	2258	2258	2535	2535	2514	2514
2	2392	2392	2317	2317	2569	2569	2532	2532	2358	2358	2302	2302	2501	2501	2473	2473
3	2437	2437	2372	2372	2526	2526	2480	2480	2395	2395	2346	2346	2466	2466	2431	2431
4	2483	2483	2427	2427	2483	2483	2427	2427	2432	2432	2390	2390	2432	2432	2390	2390
5	2529	2529	2482	2482	2440	2440	2375	2375	2469	2469	2434	2434	2398	2398	2349	2349
6	2575	2575	2538	2538	2397	2397	2322	2322	2506	2506	2478	2478	2364	2364	2307	2307
7	2621	2621	2593	2593	2354	2354	2270	2270	2543	2543	2522	2522	2329	2329	2266	2266
8	2155	2155	2071	2071	2422	2422	2394	2394	2131	2131	2067	2067	2344	2344	2323	2323
9	2201	2201	2126	2126	2379	2379	2342	2342	2168	2168	2111	2111	2310	2310	2282	2282
10	2247	2247	2181	2181	2336	2336	2289	2289	2205	2205	2155	2155	2276	2276	2241	2241
11	2293	2293	2237	2237	2293	2293	2237	2237	2241	2241	2199	2199	2241	2241	2199	2199
12	2338	2338	2292	2292	2250	2250	2184	2184	2278	2278	2243	2243	2207	2207	2158	2158
13	2384	2384	2347	2347	2206	2206	2132	2132	2315	2315	2287	2287	2173	2173	2117	2117
14	2430	2430	2402	2402	2163	2163	2079	2079	2352	2352	2331	2331	2139	2139	2075	2075
Nmax	2621	2621	2593	2593	2613	2613	2585	2585	2543	2543	2522	2522	2535	2535	2514	2514
Nmin	2155	2155	2071	2071	2163	2163	2079	2079	2131	2131	2067	2067	2139	2139	2075	2075
TAGLIO																
taglio Vx	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21
taglio Vy	-12	-12	-12	-12	12	12	12	12	-12	-12	-12	-12	12	12	12	12
V	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24

CARICO ASSIALE		S.L.E.car															
		q4								q5							
PALO																	
1		2321	2321	2258	2258	2535	2535	2514	2514	2303	2303	2240	2240	2553	2553	2532	2532
2		2358	2358	2302	2302	2501	2501	2473	2473	2346	2346	2290	2290	2513	2513	2485	2485
3		2395	2395	2346	2346	2466	2466	2431	2431	2389	2389	2340	2340	2472	2472	2437	2437
4		2432	2432	2390	2390	2432	2432	2390	2390	2432	2432	2390	2390	2432	2432	2390	2390
5		2469	2469	2434	2434	2398	2398	2349	2349	2475	2475	2440	2440	2392	2392	2343	2343
6		2506	2506	2478	2478	2364	2364	2307	2307	2518	2518	2490	2490	2351	2351	2295	2295
7		2543	2543	2522	2522	2329	2329	2266	2266	2561	2561	2540	2540	2311	2311	2248	2248
8		2131	2131	2067	2067	2344	2344	2323	2323	2112	2112	2049	2049	2363	2363	2342	2342
9		2168	2168	2111	2111	2310	2310	2282	2282	2155	2155	2099	2099	2322	2322	2294	2294
10		2205	2205	2155	2155	2276	2276	2241	2241	2198	2198	2149	2149	2282	2282	2247	2247
11		2241	2241	2199	2199	2241	2241	2199	2199	2241	2241	2199	2199	2241	2241	2199	2199
12		2278	2278	2243	2243	2207	2207	2158	2158	2284	2284	2250	2250	2201	2201	2152	2152
13		2315	2315	2287	2287	2173	2173	2117	2117	2328	2328	2300	2300	2161	2161	2105	2105
14		2352	2352	2331	2331	2139	2139	2075	2075	2371	2371	2350	2350	2120	2120	2057	2057
Nmax		2543	2543	2522	2522	2535	2535	2514	2514	2561	2561	2540	2540	2553	2553	2532	2532
Nmin		2131	2131	2067	2067	2139	2139	2075	2075	2112	2112	2049	2049	2120	2120	2057	2057
TAGLIO																	
taglio Vx		-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21
taglio Vy		-12	-12	-12	-12	12	12	12	12	-19	-19	-19	-19	20	20	20	20
V		24	24	24	24	24	24	24	24	29	29	29	29	29	29	29	29

CARICO ASSIALE		S.L.E.car							
		q7							
PALO									
1		2321	2321	2258	2258	2535	2535	2514	2514
2		2358	2358	2302	2302	2501	2501	2473	2473
3		2395	2395	2346	2346	2466	2466	2431	2431
4		2432	2432	2390	2390	2432	2432	2390	2390
5		2469	2469	2434	2434	2398	2398	2349	2349
6		2506	2506	2478	2478	2364	2364	2307	2307
7		2543	2543	2522	2522	2329	2329	2266	2266
8		2131	2131	2067	2067	2344	2344	2323	2323
9		2168	2168	2111	2111	2310	2310	2282	2282
10		2205	2205	2155	2155	2276	2276	2241	2241
11		2241	2241	2199	2199	2241	2241	2199	2199
12		2278	2278	2243	2243	2207	2207	2158	2158
13		2315	2315	2287	2287	2173	2173	2117	2117
14		2352	2352	2331	2331	2139	2139	2075	2075
Nmax		2543	2543	2522	2522	2535	2535	2514	2514
Nmin		2131	2131	2067	2067	2139	2139	2075	2075
TAGLIO									
taglio Vx		-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21
taglio Vy		-12	-12	-12	-12	12	12	12	12
V		24	24	24	24	24	24	24	24

CARICO ASSIALE PALO	S.L.freq												S.L.qp	
	q1						q5							
1	2349	2349	2285	2285	2508	2508	2487	2487	2278	2278	2271	2271	2275	2275
2	2376	2376	2320	2320	2482	2482	2455	2455	2278	2278	2274	2274	2276	2276
3	2404	2404	2355	2355	2457	2457	2422	2422	2278	2278	2276	2276	2277	2277
4	2432	2432	2390	2390	2432	2432	2390	2390	2279	2279	2279	2279	2279	2279
5	2460	2460	2425	2425	2407	2407	2358	2358	2279	2279	2281	2281	2280	2280
6	2488	2488	2460	2460	2382	2382	2326	2326	2279	2279	2283	2283	2281	2281
7	2516	2516	2495	2495	2357	2357	2293	2293	2279	2279	2286	2286	2283	2283
8	2158	2158	2095	2095	2317	2317	2296	2296	2087	2087	2081	2081	2084	2084
9	2186	2186	2130	2130	2292	2292	2264	2264	2087	2087	2083	2083	2085	2085
10	2214	2214	2165	2165	2267	2267	2232	2232	2088	2088	2086	2086	2087	2087
11	2241	2241	2199	2199	2241	2241	2199	2199	2088	2088	2088	2088	2088	2088
12	2269	2269	2234	2234	2216	2216	2167	2167	2088	2088	2090	2090	2089	2089
13	2297	2297	2269	2269	2191	2191	2135	2135	2088	2088	2093	2093	2091	2091
14	2325	2325	2304	2304	2166	2166	2103	2103	2089	2089	2095	2095	2092	2092
Nmax	2516	2516	2495	2495	2508	2508	2487	2487	2279	2279	2286	2286	2283	2283
Nmin	2158	2158	2095	2095	2166	2166	2103	2103	2087	2087	2081	2081	2084	2084
TAGLIO														
taglio Vx	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21	-21
taglio Vy	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	-1	-1	0	0
V	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3528	3528	2644	2621
Azione assiale minima	Nmin	1722	2774	1722	2049
Azione trasversale massima	Vmax	162	39	162	29

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE			
Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di elasticità del terreno	Et	Mpa	34.6
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	30000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	3.92

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3528	2644	2621
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	2774	1722	2049
Momento massimo in testa ai pali	Mmax	kNm	76	317	56
Momento amplificato del 20%	Mmax	kNm	91	381	68
Sforzo di taglio massimo	Vmax	kN	39	162	29

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	45132	30736
Carico verticale medio agente sui pali	3224	2195

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20**Calcolo e verifica zattera di fondazione**

Dati	Var	unità	
Larghezza del plinto in direzione trasversale	Bt	m	26.26
Larghezza del plinto in direzione longitudinale	Bl	m	6.00
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. trasversale	St	m	1.00
Distanza dell'asse palo di bordo dal filo plinto in dir. longitudinale	Sl	m	1.40
Altezza del plinto	Hp	m	1.80

ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Modello di calcolo:

Tirante - Puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.80
distanza tra palo e sezione di incastro	a	m	1.40
copriferro	c	m	0.089
larghezza puntone	b	m	2.80
larghezza collaborante	bt	m	2.80
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza a compressione caratteristica cls	fcK	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.71
lunghezza del tirante	l	m	1.74
fattore lambda ($l / 0.9d$) = arctan y	l		1.13
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura inferiore dir. Longitudinale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passio	mm	m	mmq
primo strato dal basso	10	28	26	0.089	14866
secondo strato dal basso	0	0	26	0.155	0
terzo strato dal basso	0	0	26	0.221	0
quarto strato dal basso	0	0	26	0.287	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.089	14866

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	Pmax	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	3528	39	3630.6	9278	4845.5
SLU-SIS	2644	162	2854.3	7294	3809.5
			3630.6	9278	4845.5

Armatura effettivamente adottata:	As	mmq	14866	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	5817.1	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		62%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	17979.1	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		27%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	Pmax kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-RARA	2621	29	2697	181

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni c.u. **50%** **OK!**

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	Pmax kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-FREQUENTE	2516	21	2582	174

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile wlim mm 0.40 w3
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{slim} MPa **220.0**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **79%** **OK!**

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	Pmax kN	Hmax kN	Tmax kN	σ Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	2283	21	2345	158

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile wlim mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{slim} MPa **194.3**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **81%** **OK!**

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20

Combinazioni in testa pila

Allineamento: Pila P1
 Nodo 510

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI IN TESTA PILA

	N [kN]	Vt [kN]	VI [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
G1a-Peso proprio impalcato	8131	0	0	0	0
G1b-Peso proprio pila	0	0	0	0	0
G2a-Perm. portati - impalcato	1665	0	0	0	-271
e4-Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2-ritiro iperstatico	0	0	0	0	0
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0	0	0	0	0
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0	0	0	0	0
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	2866	0	0	0	-7776
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	2082	0	0	0	-9019
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	2866	0	0	0	7776
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	2082	0	0	0	9019
Q3-Frenatura	0	0	0	0	0
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0	0	0	0	0
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0	0	0	0	0
Q5a-Vento Impalcato scarico	0	88	0	0	-208
Q5b-Vento Impalcato carico	0	261	0	0	-629
Q7-Forze parassite	0	0	244	-122	0
Q6a-Sisma longitudinale	0	0	845	0	0
Q6b-Sisma trasversale	0	1139	0	0	1686
Q6c-Sisma verticale	394	0	0	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	S.L.U.																
	q1					q3											
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.								S.L.U.					
				q4								q5					
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.			
				e3			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	q6.x								q6.y							
	S.L.V.								S.L.V.							
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Q6b-Sisma trasversale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Q6c-Sisma verticale	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30

	S.L.E.car								S.L.E.freq								S.L.E.qp		
	S.L.E.								S.L.E.								S.L.E.		
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.60	0.60	0.60	0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI IN TESTA ALLE PILE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	q1								q3							
	S.L.U.								S.L.U.							
N	17095	17095	16037	16037	17095	17095	16037	16037	16128	16128	15334	15334	16128	16128	15334	15334
Vt	234	234	234	234	-235	-235	-235	-235	234	234	234	234	-235	-235	-235	-235
VI	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293
MI	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146
Mt	-11431	-11431	-13109	-13109	10698	10698	12376	12376	-8806	-8806	-10065	-10065	8074	8074	9332	9332

																S.L.U.							
																q4				q5			
N	16128	16128	15334	15334	16128	16128	15334	15334	16128	16128	15334	15334	16128	16128	15334	15334							
Vt	234	234	234	234	-235	-235	-235	-235	391	391	391	391	-391	-391	-391	-391							
VI	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293	293							
MI	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146							
Mt	-8806	-8806	-10065	-10065	8074	8074	9332	9332	-9184	-9184	-10443	-10443	8451	8451	9710	9710							

S.L.U.								
e3								
N	16128	16128	15334	15334	16128	16128	15334	15334
Vt	234	234	234	234	-235	-235	-235	-235
VI	293	293	293	293	293	293	293	293
MI	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146	-146
Mt	-8806	-8806	-10065	-10065	8074	8074	9332	9332

																S.L.V.							
																q6.x				q6.y			
N	9915	9679	9915	9679	9915	9679	9915	9678	9915	9679	9915	9679	9915	9679	9915	9678							
Vt	342	342	-342	-342	341	341	-342	-342	1139	1139	1139	1139	-1139	-1139	-1139	-1139							
VI	1088	1088	1088	1088	-601	-601	-601	-601	497	497	-9	-9	497	497	-9	-9							
MI	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122							
Mt	235	235	-777	-777	234	234	-778	-778	1415	1415	1415	1415	-1957	-1957	-1958	-1958							

																S.L.E.									
																S.L.E.car				S.L.E.freq				S.L.E.qp	
N	12663	12663	11879	11879	12663	12663	11879	11879	11947	11947	11358	11358	11947	11947	11358	11358	9797	9797							
Vt	156	156	156	156	-157	-157	-157	-157	-52	-52	-52	-52	52	52	52	52	0	0							
VI	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244							
MI	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122	-122							
Mt	-8425	-8425	-9668	-9668	7883	7883	9126	9126	-5978	-5978	-6910	-6910	5435	5435	6367	6367	-271	-271							

LAVORO: SS130 - PO01 - 20-33-20

Combinazioni allo spiccato pila

Allineamento: **Pila P1**
 Nodo: 510

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO PILA

	N [kN]	Vt [kN]	VI [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
G1a-Peso proprio impalcato	8131	0	0	0	0
G1b-Peso proprio pila	5737	0	0	0	0
G2a-Perm. portati - impalcato	1665	0	0	0	-270
e4-Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0	0
e2-ritiro iperstatico	0	0	0	0	0
e3a-Variazione termica diff+unif MAX	0	0	0	0	0
e3b-Variazione termica diff+unif MIN	0	0	0	0	0
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	2866	0	0	0	-7776
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	2082	0	0	0	-9019
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	2866	0	0	0	7776
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	2082	0	0	0	9019
Q3-Frenatura	0	0	0	0	0
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0	0	0	0	0
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0	0	0	0	0
Q5a-Vento Impalcato scarico	0	100	0	0	-893
Q5b-Vento Impalcato carico	0	273	0	0	-2573
Q7-Forze parassite	0	0	416	-3029	0
Q6a-Sisma longitudinale	0	0	845	6148	1
Q6b-Sisma trasversale	0	1139	0	0	9949
Q6c-Sisma verticale	394	0	0	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	q1								S.L.U.								q3								
	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - sx	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35	-1.35	1.35
Q4a-Forza centrifuga Nmax stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1 stese	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				q4				S.L.U.				q5			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	-1.50	-1.50	-1.50
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				S.L.U.			
				e3			
G1a-Peso proprio impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1b-Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2a-Perm. portati - impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4-Cedimenti differenziali - M	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2-ritiro iperstatico	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e3a-Variazione termica diff+u	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.90	0.90	0.90	0.90	-0.90	-0.90	-0.90
Q7-Forze parassite	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

				q6.x				S.L.V.				q6.y			
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30
Q6b-Sisma trasversale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Q6c-Sisma verticale	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30

	S.L.E.car								S.L.E.				S.L.E.freq				S.L.E.qp		
G1a-Peso proprio impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1b-Peso proprio pila	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2a-Perm. portati - impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4-Cedimenti differenziali - M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2-ritiro iperstatico	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e3a-Variazione termica diff+u	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
e3b-Variazione termica diff+u	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.50
Q1a-CMOB-Nmax stese - sx	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1b-CMOB-Nmax-1 stese - s	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1c-CMOB-Nmax stese - dx	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1d-CMOB-Nmax-1 stese - c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
Q3-Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4a-Forza centrifuga Nmax s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4b-Forza centrifuga Nmax-1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5a-Vento Impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5b-Vento Impalcato carico	0.60	0.60	0.60	0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Q7-Forze parassite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q6a-Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6b-Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q6c-Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO PILE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.								S.L.U.										
	q1				q2				q3				q4						
N	24840	24840	23782	23782	24840	24840	23782	23782	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079			
Vt	246	246	246	246	-246	-246	-246	-246	246	246	246	246	-246	-246	-246	-246			
VI	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499			
MI	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635			
Mt	-13177	-13177	-14856	-14856	12450	12450	14128	14128	-10553	-10553	-11812	-11812	9825	9825	11084	11084			

	S.L.U.								S.L.U.										
	q4				q5				q6				q7						
N	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079			
Vt	246	246	246	246	-246	-246	-246	-246	409	409	409	409	-410	-410	-410	-410			
VI	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499	499			
MI	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635			
Mt	-10553	-10553	-11812	-11812	9825	9825	11084	11084	-12097	-12097	-13355	-13355	11369	11369	12628	12628			

	S.L.U.																			
	e3																			
N	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079												
Vt	246	246	246	246	-246	-246	-246	-246												
VI	499	499	499	499	499	499	499	499												
MI	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635	-3635												
Mt	-10553	-10553	-11812	-11812	9825	9825	11084	11084												

	S.L.V.								S.L.V.											
	q6.x				q6.y				q7.x				q7.y							
N	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416				
Vt	342	342	-342	-342	341	341	-342	-342	1139	1139	1139	1139	-1139	-1139	-1139	-1139				
VI	1261	1261	1261	1261	-429	-429	-429	-429	669	669	163	163	669	669	163	163				
MI	3120	3120	3120	3120	-9177	-9177	-9177	-9177	-1184	-1184	-4873	-4873	-1184	-1184	-4873	-4873				
Mt	2716	2716	-3253	-3253	2714	2714	-3255	-3255	9679	9679	9679	9679	-10218	-10218	-10218	-10218				

	S.L.E.car					S.L.E.					S.L.freq					S.L.qp			
	18400	18400	17616	17616	18400	18400	17616	17616	17616	17684	17684	17095	17095	17684	17684	17095	17095	15534	15534
N	18400	18400	17616	17616	18400	18400	17616	17616	17616	17684	17684	17095	17095	17684	17684	17095	17095	15534	15534
Vt	164	164	164	164	-164	-164	-164	-164	-164	-55	-55	-55	-55	54	54	54	54	0	0
VI	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416	416
MI	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029	-3029
Mt	-9590	-9590	-10833	-10833	9050	9050	10294	10294	10294	-5587	-5587	-6520	-6520	5048	5048	5980	5980	-270	-270

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

						fessurata
Altezza della pila	hpila	m	6.78			
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	13.56			
Area pila	Apila	m ²	11.900			
Momento d'inerzia pila attorno asse y (dir. longitudinale)	Iypila	m ⁴	98.4140	49.207		
Momento d'inerzia pila attorno asse x (dir. Trasversale)	Ixpila	m ⁴	1.4050	0.703		
raggio d'inerzia in dir. Longitudinale	r0y	m	2.876	2.033		
raggio d'inerzia in dir. Trasversale	r0x	m	0.344	0.243		
resistenza di progetto cls pila	fcd	Mpa	18.13			
snellezza della pila in dir. Longitudinale	λ0y		4.72	6.67		
snellezza della pila in dir. Trasversale	λ0x		39.46	55.81		

Valutazione della snellezza limite

	S.L.U.								S.L.U.									
	q1				q3				q3				q3					
NEd	24840	24840	23782	23782	24840	24840	23782	23782	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079	23079	23079
v	0.115	0.115	0.110	0.110	0.115	0.115	0.110	0.110	0.111	0.111	0.107	0.107	0.111	0.111	0.107	0.107	0.107	0.107
λlim	73.7	73.7	75.3	75.3	73.7	73.7	75.3	75.3	75.2	75.2	76.4	76.4	75.2	75.2	76.4	76.4	76.4	76.4

	S.L.U.								S.L.U.									
	q4				q5				q5				q5					
NEd	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079	23079	23079
v	0.111	0.111	0.107	0.107	0.111	0.111	0.107	0.107	0.111	0.111	0.107	0.107	0.111	0.111	0.107	0.107	0.107	0.107
λlim	75.2	75.2	76.4	76.4	75.2	75.2	76.4	76.4	75.2	75.2	76.4	76.4	75.2	75.2	76.4	76.4	76.4	76.4

	S.L.U.							
	q6							
N	23873	23873	23079	23079	23873	23873	23079	23079
v	0.111	0.111	0.107	0.107	0.111	0.111	0.107	0.107
λlim	75.2	75.2	76.4	76.4	75.2	75.2	76.4	76.4

	S.L.V.								S.L.V.									
	ESLV-X				ESLV-Y				ESLV-X				ESLV-Y					
N	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416	15652	15416
v	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071	0.073	0.071
λlim	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5	92.8	93.5

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

30 ALLEGATO 17 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA - BITRAVE

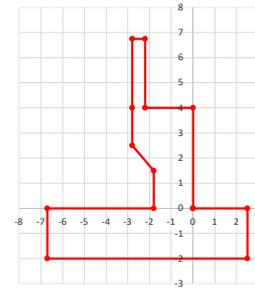
LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

Caratteristiche geometriche elevazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Paraghiaia - 1	0.60	0.60	15.85	2.75	-2.20	0.00	4.00
Muro frontale - 2	2.80	2.80	15.85	1.50	0.00	0.00	2.50
Muro frontale - 3	2.80	1.80	15.85	1.00	0.00	0.00	1.50
Muro frontale - 4	1.80	1.80	15.85	1.50	0.00	0.00	0.00
Muro risolto posteriore sx - 1	3.90	3.90	0.60	2.86	-2.80	-7.63	4.00
Muro risolto posteriore sx - 2	3.90	3.90	0.60	1.50	-2.80	-7.63	2.50
Muro risolto posteriore sx - 3	3.90	4.90	1.00	1.00	-1.80	-7.43	1.50
Muro risolto posteriore sx - 4	4.90	4.90	1.00	1.50	-1.80	-7.43	0.00
Muro risolto posteriore dx - 1	3.90	3.90	0.60	2.60	-2.80	7.63	4.00
Muro risolto posteriore dx - 2	3.90	3.90	0.60	1.50	-2.80	7.63	2.50
Muro risolto posteriore dx - 3	3.90	4.90	1.00	1.00	-1.80	7.43	1.50
Muro risolto posteriore dx - 4	4.90	4.90	1.00	1.50	-1.80	7.43	0.00
Cordolo risolto sx	3.90	3.90	0.35	0.50	-2.80	-7.15	6.61
Cordolo risolto dx	3.90	3.90	0.35	0.50	-2.80	7.15	6.35



Caratteristiche geometriche fondazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	h (m)	Disx (m)	Disy (m)
Zattera di fondazione	9.20	17.01	2.00	-2.50	0.00

Caratteristiche geometriche complessive muro frontale (Paraghiaia+Muro frontale)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Altezza complessiva elevazione	Hfron	m	6.75
Area sezione trasversale	Afron	mq	10.85
Volume c.a.	Vfron	mc	171.97
Xbaricentro	Xg fron	m	-1.39
Ybaricentro	Yg fron	m	0.00
Zbaricentro	Zg fron	m	2.69
Dis. spigolo ant. Baric. spiccato	Lxinf/2	m	0.90

Caratteristiche geometriche complessive elevazione (Paraghiaia+Muro frontale+muri risolto +Cordoli risolto+Orecchie+Valette+Speroni)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Volume c.a.	Vele	mc	216.63
Xbaricentro	Xg ele	m	-2.02
Ybaricentro	Yg ele	m	-0.02
Zbaricentro	Zg ele	m	2.73

Caratteristiche geometriche complessive fondazione

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Volume c.a.	Vfon	mc	312.98
Xbaricentro	Xg fon	m	-4.60
Ybaricentro	Yg fon	m	0.00
Zbaricentro	Zg fon	m	1.00

Note:

- Lx sup: lunghezza in direzione x della faccia superiore
- Lx inf: lunghezza in direzione y della faccia inferiore
- h: altezza del parallelepipedo
- Dx: distanza in dir. X tra faccia anteriore e faccia muro frontale
- Dy: distanza in dir. Y tra mezzeria parallelepipedo e mezzeria muro frontale
- Dz: distanza in dir. Z tra faccia inferiore e spiccato muro frontale
- Disx: Disassamento in dir. X mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione
- Disy: Disassamento in dir. Y mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Caratteristiche terreno di rinterro a tergo spalla

Angolo d'attrito	fir	deg	35.0
peso di volume	γ	kN/mc	18.0
Coefficiente di spinta attiva (Rankine)	ka		0.271
Coefficiente di spinta a riposo	k0		0.426
Condizioni di spinta: 1 - attiva; 2 - riposo	Tip spinta		2
Coefficiente di spinta di calcolo	K		0.426

Caratteristiche geometriche complessive rinterro

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Rinterro - 1	3.90	3.90	14.65	2.75	-2.80	0.00	4.00
Rinterro - 2	3.90	3.90	14.65	1.50	-2.80	0.00	2.50
Rinterro - 3	3.90	4.90	13.85	1.00	-1.80	0.00	1.50
Rinterro - 4	4.90	4.90	13.85	1.50	-1.80	0.00	0.00

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Volume rinterro	Vrin	mc	405.56
Xbaricentro	Xg rin	m	-7.01
Ybaricentro	Yg rin	m	0.00
Zbaricentro	Zg rin	m	5.26

Dati sovraccarico terrapieno

sovraccarico	Q	kN/mq	20.0
--------------	---	-------	------

AZIONI TRASMESSE DALLA SPALLA

Rispetto al baricentro della palificata

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	13240
Momento longitudinale	Myg1	kNm	424
Momento trasversale	Mxg1	kNm	116.0

Peso terreno su fondazione			
Peso rinterro	Fzg2	kN	7300
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-17617
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0

Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	4998
Momento longitudinale	Myg3	kNm	14578

Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	1269
Carico verticale	Fzg3	kN	1143
Momento longitudinale	Myg3	kNm	2525

Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria Ss	Cat		C
Fattore Ss			1.50
Fattore St			1.0
Fattore S	S		1.50
Valore di ag/g	ag/g		0.073
fattore bm	βm		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.110
Coefficiente sismico verticale	kv		0.055

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si; 2 - no	Tip spost		1
---------------------------------------------------	-----------	--	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	8.75
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθa		0.104

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

angolo teta a	0a	deg	5.9
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.330
tangente teta b= kh/(1-kv)	tan0b		0.116
angolo teta b	0b	deg	6.6
coefficiente di spinta attiva Ka-b	Ka-b		0.338
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	4081.1
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	3741.3
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	4081.1
altezza di applicazione	H	kN	4.38
Momento longitudinale	MyDP	kNm	17855

Spinte compressive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate:	Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)		
Spinta del terreno	Es	kN	4081
Momento longitudinale	MyEs	kNm	17855

Forze inerziali

Sisma longitudinale				
Forza orizzontale longitudinale	FxE.2x	kN	2249	
Momento longitudinale	MyE.2x	kNm	7865	
Sisma trasversale				
Forza orizzontale trasversale	FyE.2y	kN	2249	
Momento trasversale	MxE.2y	kNm	7865	
Sisma verticale				
Forza verticale	FzE.2z	kN	-1125	
Momento longitudinale	MyE.2z	kNm	941	
Momento trasversale	MxE.2z	kNm	6	

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + baggioli + muro frontale + fondazioni	6.65
Distanza asse appoggi - asse fondazione	1.20

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	0	0	813	0	0
g2a	0	0	338	-251	0
e4	0	0	0	0	0
e2	0	0	0	0	0
q1a	0	0	1679	2367	0
q1b	0	0	1578	2670	0
q1c	0	0	0	0	0
q1d	0	0	0	0	0
q3	561	0	0	0	985
q4a	0	0	0	0	0
q4b	0	0	0	0	0
q5a	0	99	0	-344	0
q5b	0	99	0	-344	0
q7a	0	0	0	0	0
q7b	0	0	0	0	0
q9	35	0	0	0	0
Ex	2438	0	0	0	4279
Ey	0	155	0	272	0
Ez	0	0	93	0	0

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO PALI

Coordinate baricentro pali			
x	=	4.60	coordinata x
y	=	0.00	coordinata y
z	=	0.00	coordinata z

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	0	0	813	0	-975
g1b-sp	0	0	13240	0	-424
g2a	0	0	338	-251	-406
g2b-sp	0	0	7300	0	17617
g3-sp	4998	0	0	0	-14578
e4	0	0	0	0	0
e2	0	0	0	0	0
q1a	0	0	1679	2368	-2015
q1b	0	0	1578	2670	-1894
q1c	0	0	0	0	0
q1d	0	0	0	0	0
q1e-sp	1269	0	1143	0	-2525
q3	561	0	0	0	-4715
q4a	0	0	0	0	0
q4b	0	0	0	0	0
q5a	0	99	0	311	0
q5b	0	99	0	311	0
q7a	0	0	0	0	0
q7b	0	0	0	0	0
q9	35	0	0	0	-230
Ex	2438	0	0	0	-20494
Ey	0	155	0	1305	0
Ez	0	0	93	0	-111
E.1x-sp	4081	0	0	0	-17855
E.2x-sp	2249	0	0	0	-7865
E.2y-sp	0	2249	0	7865	0
E.2z-sp	0	0	-1125	0	-941

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Dati e risoluzione della palificata

SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

					S.L.U.				q3							
Fx	8502	8502	8502	8502	8502	8502	8502	8502	8831	8831	8831	8831	8831	8831	8831	8831
Fy	89	89	89	89	-89	-89	-89	-89	89	89	89	89	89	89	89	89
Fz	33093	33093	32957	32957	30826	30826	30826	30826	32140	32140	32038	32038	30441	30441	30441	30441
Mx	3138	3138	3546	3546	-619	-619	-619	-619	2339	2339	2645	2645	-619	-619	-619	-619
My	-4739	-4739	-4576	-4576	-2019	-2019	-2019	-2019	-9572	-9572	-9450	-9450	-7532	-7532	-7532	-7532

					S.L.U.				q5							
Fx	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074
Fy	89	89	89	89	-89	-89	-89	-89	148	148	148	148	148	148	148	148
Fz	32140	32140	32038	32038	30441	30441	30441	30441	32140	32140	32038	32038	30441	30441	30441	30441
Mx	2339	2339	2645	2645	-619	-619	-619	-619	2525	2525	2832	2832	-806	-806	-806	-806
My	-3207	-3207	-3084	-3084	-1167	-1167	-1167	-1167	-3207	-3207	-3084	-3084	-1167	-1167	-1167	-1167

					S.L.U.				S.L.V.		E			
					e3				E.x		E.y			
Fx	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8074	8803	8803	2665	2665	2665	2665
Fy	89	89	89	89	-89	-89	-89	-89	721	721	2405	2405	721	721
Fz	32140	32140	32038	32038	30441	30441	30441	30441	21382	22001	21382	22001	20660	22723
Mx	2339	2339	2645	2645	-619	-619	-619	-619	2500	2500	8919	8919	2500	2500
My	-3207	-3207	-3084	-3084	-1167	-1167	-1167	-1167	-30948	-30316	1402	2033	665	2770

					S.L.E.car				q3							
Fx	6302	6302	6302	6302	6302	6302	6302	6302	6546	6546	6546	6546	6546	6546	6546	5985
Fy	59	59	59	59	-59	-59	-59	-59	59	59	59	59	59	59	59	59
Fz	24513	24513	24412	24412	22834	22834	22834	22834	23808	23808	23732	23732	22549	22549	22549	22549
Mx	2304	2304	2606	2606	-438	-438	-438	-438	1712	1712	1938	1938	-438	-438	-438	-438
My	-3536	-3536	-3415	-3415	-1521	-1521	-1521	-1521	-7116	-7116	-7025	-7025	-5605	-5605	-5605	-890

					S.L.E.car				q5							
Fx	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985
Fy	59	59	59	59	-59	-59	-59	-59	99	99	99	99	99	99	99	99
Fz	23808	23808	23732	23732	22549	22549	22549	22549	23808	23808	23732	23732	22549	22549	22549	22549
Mx	1712	1712	1938	1938	-438	-438	-438	-438	1836	1836	2063	2063	-562	-562	-562	-562
My	-2401	-2401	-2310	-2310	-890	-890	-890	-890	-2401	-2401	-2310	-2310	-890	-890	-890	-890

					S.L.E.car				q5							
Fx	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985
Fy	59	59	59	59	-59	-59	-59	-59	99	99	99	99	99	99	99	99
Fz	23808	23808	23732	23732	22549	22549	22549	22549	23808	23808	23732	23732	22549	22549	22549	22549
Mx	1712	1712	1938	1938	-438	-438	-438	-438	1836	1836	2063	2063	-562	-562	-562	-562
My	-2401	-2401	-2310	-2310	-890	-890	-890	-890	-2401	-2401	-2310	-2310	-890	-890	-890	-890

					S.L.freq				S.L.qp						
Fx	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5985	5033	5033	5033	5033	5033	5033	
Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Fz	23808	23808	23732	23732	22549	22549	22549	22549	21692	21692	21692	21692	21692	21692	
Mx	1525	1525	1752	1752	-251	-251	-251	-251	1004	1004	1004	1004	1004	1004	
My	-2401	-2401	-2310	-2310	-890	-890	-890	-890	1004	1004	1004	1004	1004	1004	

CALCOLO AZIONI SUI PALI

Geometria della palificata

Attenzione: 1° fila sempre posteriore

PALO	Fila	X	Y	Xp	Yp	trav	long	trav	long	Plinto	X	Y
		X	Y	Xp	Yp	Jxi	Jyi	Yp/SJxi	Xp/SJyi			
1	1	1.00	7.20	-3.60	7.20	51.84	12.9600	0.019	-0.028		0.00	8.50
2	1	1.00	3.60	-3.60	3.60	12.96	12.9600	0.009	-0.028		9.20	8.50
3	1	1.00	0.00	-3.60	0.00	0.00	12.96	0.000	-0.028		9.20	-8.50
4	1	1.00	-3.60	-3.60	-3.60	12.96	12.96	-0.009	-0.028		0.00	-8.50
5	1	1.00	-7.20	-3.60	-7.20	51.84	12.96	-0.019	-0.028		0.00	8.50
6	2	4.60	7.20	0.00	7.20	51.84	0.00	0.019	0.000		0.00	0.00
7	2	4.60	3.60	0.00	3.60	12.96	0.00	0.009	0.000		0.00	0.00
8	2	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000		0.00	0.00
9	2	4.60	-3.60	0.00	-3.60	12.96	0.00	-0.009	0.000		0.00	0.00
10	2	4.60	-7.20	0.00	-7.20	51.84	0.00	-0.019	0.000		0.00	0.00
11	3	8.20	7.20	3.60	7.20	51.84	12.96	0.019	0.028		0.00	0.00
12	3	8.20	3.60	3.60	3.60	12.96	12.96	0.009	0.028		0.00	0.00
13	3	8.20	0.00	3.60	0.00	0.00	12.96	0.000	0.028		0.00	0.00
14	3	8.20	-3.60	3.60	-3.60	12.96	12.96	-0.009	0.028		0.00	0.00
15	3	8.20	-7.20	3.60	-7.20	51.84	12.96	-0.019	0.028		0.00	0.00
15	3					388.80	129.60					

												S.L.U.							
												q1				q3			
PALO	FILA											1920	1920	1922	1922	1809	1809	1809	1809
1	1	2133	2133	2136	2136	1988	1988	1988	1988	1920	1920	1922	1922	1809	1809	1809	1809		
2	1	2104	2104	2103	2103	1993	1993	1993	1993	1898	1898	1898	1898	1814	1814	1814	1814		
3	1	2075	2075	2070	2070	1999	1999	1999	1999	1877	1877	1873	1873	1820	1820	1820	1820		
4	1	2045	2045	2037	2037	2005	2005	2005	2005	1855	1855	1849	1849	1826	1826	1826	1826		
5	1	2016	2016	2004	2004	2010	2010	2010	2010	1833	1833	1824	1824	1832	1832	1832	1832		
6	2	2264	2264	2263	2263	2044	2044	2044	2044	2186	2186	2185	2185	2018	2018	2018	2018		
7	2	2235	2235	2230	2230	2049	2049	2049	2049	2164	2164	2160	2160	2024	2024	2024	2024		
8	2	2206	2206	2197	2197	2055	2055	2055	2055	2143	2143	2136	2136	2029	2029	2029	2029		
9	2	2177	2177	2164	2164	2061	2061	2061	2061	2121	2121	2111	2111	2035	2035	2035	2035		
10	2	2148	2148	2131	2131	2067	2067	2067	2067	2099	2099	2087	2087	2041	2041	2041	2041		
11	3	2396	2396	2390	2390	2100	2100	2100	2100	2452	2452	2447	2447	2227	2227	2227	2227		
12	3	2367	2367	2357	2357	2105	2105	2105	2105	2430	2430	2423	2423	2233	2233	2233	2233		
13	3	2338	2338	2324	2324	2111	2111	2111	2111	2409	2409	2398	2398	2239	2239	2239	2239		
14	3	2309	2309	2291	2291	2117	2117	2117	2117	2387	2387	2374	2374	2244	2244	2244	2244		
15	3	2280	2280	2259	2259	2123	2123	2123	2123	2365	2365	2349	2349	2250	2250	2250	2250		
Nmax		2396	2396	2390	2390	2123	2123	2123	2123	2452	2452	2447	2447	2250	2250	2250	2250		
Nmin		2016	2016	2004	2004	1988	1988	1988	1988	1833	1833	1824	1824	1809	1809	1809	1809		
TAGLIO																			
taglio Vx		567	567	567	567	567	567	567	567	589	589	589	589	589	589	589	589		
taglio Vy		6	6	6	6	-6	-6	-6	-6	6	6	6	6	-6	-6	-6	-6		
V		567	567	567	567	567	567	567	567	589	589	589	589	589	589	589	589		

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

CARICO ASSIALE														S.L.U.							
PALO														q4				q5			
1	1	2097	2097	2099	2099	1985	1985	1985	1985	2100	2100	2103	2103	1982	1982	1982	1982				
2	1	2075	2075	2075	2075	1991	1991	1991	1991	2077	2077	2076	2076	1989	1989	1989	1989				
3	1	2054	2054	2050	2050	1997	1997	1997	1997	2054	2054	2050	2050	1997	1997	1997	1997				
4	1	2032	2032	2026	2026	2003	2003	2003	2003	2030	2030	2024	2024	2004	2004	2004	2004				
5	1	2010	2010	2001	2001	2008	2008	2008	2008	2007	2007	1998	1998	2012	2012	2012	2012				
6	2	2186	2186	2185	2185	2018	2018	2018	2018	2189	2189	2188	2188	2014	2014	2014	2014				
7	2	2164	2164	2160	2160	2024	2024	2024	2024	2166	2166	2162	2162	2022	2022	2022	2022				
8	2	2143	2143	2136	2136	2029	2029	2029	2029	2143	2143	2136	2136	2029	2029	2029	2029				
9	2	2121	2121	2111	2111	2035	2035	2035	2035	2119	2119	2110	2110	2037	2037	2037	2037				
10	2	2099	2099	2087	2087	2041	2041	2041	2041	2096	2096	2083	2083	2044	2044	2044	2044				
11	3	2275	2275	2271	2271	2050	2050	2050	2050	2279	2279	2274	2274	2047	2047	2047	2047				
12	3	2253	2253	2246	2246	2056	2056	2056	2056	2255	2255	2248	2248	2054	2054	2054	2054				
13	3	2232	2232	2222	2222	2062	2062	2062	2062	2232	2232	2222	2222	2062	2062	2062	2062				
14	3	2210	2210	2197	2197	2068	2068	2068	2068	2208	2208	2195	2195	2069	2069	2069	2069				
15	3	2188	2188	2173	2173	2073	2073	2073	2073	2185	2185	2169	2169	2077	2077	2077	2077				
Nmax		2275	2275	2271	2271	2073	2073	2073	2073	2279	2279	2274	2274	2077	2077	2077	2077				
Nmin		2010	2010	2001	2001	1985	1985	1985	1985	2007	2007	1998	1998	1982	1982	1982	1982				
TAGLIO																					
taglio Vx		538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538				
taglio Vy		6	6	6	6	-6	-6	-6	-6	10	10	10	10	-10	-10	-10	-10				
V		538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538	538				

CARICO ASSIALE														S.L.V.					
PALO														E.x		E.y		E.z	
1	1	2097	2097	2099	2099	1985	1985	1985	1985	612	671	1630	1688	1442	1638				
2	1	2075	2075	2075	2075	1991	1991	1991	1991	589	648	1547	1606	1419	1615				
3	1	2054	2054	2050	2050	1997	1997	1997	1997	566	625	1464	1523	1396	1592				
4	1	2032	2032	2026	2026	2003	2003	2003	2003	543	601	1382	1441	1373	1569				
5	1	2010	2010	2001	2001	2008	2008	2008	2008	520	578	1299	1358	1349	1546				
6	2	2186	2186	2185	2185	2018	2018	2018	2018	1472	1513	1591	1632	1424	1561				
7	2	2164	2164	2160	2160	2024	2024	2024	2024	1449	1490	1508	1549	1400	1538				
8	2	2143	2143	2136	2136	2029	2029	2029	2029	1425	1467	1425	1467	1377	1515				
9	2	2121	2121	2111	2111	2035	2035	2035	2035	1402	1444	1343	1384	1354	1492				
10	2	2099	2099	2087	2087	2041	2041	2041	2041	1379	1420	1260	1302	1331	1469				
11	3	2275	2275	2271	2271	2050	2050	2050	2050	2331	2355	1552	1575	1405	1484				
12	3	2253	2253	2246	2246	2056	2056	2056	2056	2308	2332	1469	1493	1382	1461				
13	3	2232	2232	2222	2222	2062	2062	2062	2062	2285	2309	1387	1410	1359	1438				
14	3	2210	2210	2197	2197	2068	2068	2068	2068	2262	2286	1304	1328	1336	1415				
15	3	2188	2188	2173	2173	2073	2073	2073	2073	2239	2263	1221	1245	1313	1392				
Nmax		2275	2275	2271	2271	2073	2073	2073	2073	2331	2355	1630	1688	1442	1638				
Nmin		2010	2010	2001	2001	1985	1985	1985	1985	520	578	1221	1245	1313	1392				
TAGLIO																			
taglio Vx		538	538	538	538	538	538	538	538	587	587	178	178	178	178				
taglio Vy		6	6	6	6	-6	-6	-6	-6	48	48	160	160	48	48				
V		538	538	538	538	538	538	538	538	589	589	239	239	184	184				

CARICO ASSIALE														S.L.e.car							
PALO														q1				q3			
1	1	1579	1579	1581	1581	1472	1472	1472	1472	1421	1421	1423	1423	1339	1339	1339	1470				
2	1	1557	1557	1557	1557	1476	1476	1476	1476	1405	1405	1405	1405	1343	1343	1343	1474				
3	1	1536	1536	1533	1533	1480	1480	1480	1480	1390	1390	1387	1387	1348	1348	1348	1479				
4	1	1515	1515	1508	1508	1484	1484	1484	1484	1374	1374	1369	1369	1352	1352	1352	1483				
5	1	1493	1493	1484	1484	1488	1488	1488	1488	1358	1358	1351	1351	1356	1356	1356	1487				
6	2	1677	1677	1676	1676	1514	1514	1514	1514	1619	1619	1618	1618	1495	1495	1495	1524				
7	2	1656	1656	1652	1652	1518	1518	1518	1518	1603	1603	1600	1600	1499	1499	1499	1520				
8	2	1634	1634	1627	1627	1522	1522	1522	1522	1587	1587	1582	1582	1503	1503	1503	1524				
9	2	1613	1613	1603	1603	1526	1526	1526	1526	1571	1571	1564	1564	1507	1507	1507	1520				
10	2	1592	1592	1579	1579	1530	1530	1530	1530	1555	1555	1546	1546	1511	1511	1511	1524				
11	3	1775	1775	1771	1771	1556	1556	1556	1556	1817	1817	1813	1813	1651	1651	1651	1520				
12	3	1754	1754	1746	1746	1560	1560	1560	1560	1801	1801	1795	1795	1655	1655	1655	1524				
13	3	1732	1732	1722	1722	1565	1565	1565	1565	1785	1785	1777	1777	1659	1659	1659	1528				
14	3	1711	1711	1698	1698	1569	1569	1569	1569	1769	1769	1759	1759	1663	1663	1663	1532				
15	3	1690	1690	1674	1674	1573	1573	1573	1573	1753	1753	1741	1741	1667	1667	1667	1536				
Nmax		1775	1775	1771	1771	1573	1573	1573	1573	1817	1817	1813	1813	1667	1667	1667	1536				
Nmin		1493	1493	1484	1484	1472	1472	1472	1472	1358	1358	1351	1351	1339	1339	1339	1470				
TAGLIO																					
taglio Vx		420	420	420	420	420	420	420	420	436	436	436	436	436	436	436	399				
taglio Vy		4	4	4	4	-4	-4	-4	-4	4	4	4	4	-4	-4	-4	-4				
V		420	420	420	420	420	420	420	420	436	436	436	436	436	436	436	399				

CARICO ASSIALE														S.L.e.car							
PALO														q4				q5			
1	1	1552	1552	1554	1554	1470	1470	1470	1470	1554	1554	1556	1556	1468	1468	1468	1468				
2	1	1536	1536	1536	1536	1474	1474	1474	1474	1537	1537	1537	1537	1473	1473	1473	1473				
3	1	1520	1520	1518	1518	1479	1479	1479	1479	1520	1520	1518	1518	1479	1479	1479	1479				
4	1	1505	1505	1500	1500	1483	1483	1483	1483	1503	1503	1499	1499	1484	1484	1484	1484				
5	1	1489	1489	1482	1482	1487	1487	1487	1487	1486	1486	1480	1480	1489	1489	1489	1489				
6	2	1619	1619	1618	1618	1495	1495	1495	1495	1621	1621	1620	1620	1493	1493	1493	1493				
7	2	1603	1603	1600	1600	1499	1499	1499	1499	1604	1604	1601	1601	1498	1498	1498	1498				
8	2	1587	1587	1582	1582	1503	1503	1503	1503	1587	1587	1582	1582	1503	1503	1503	1503				
9	2	1571	1571	1564	1564	1507	1507	1507	1507	1570	1570	1563	1563	1508	1508	1508	1508				
10	2	1555	1555	1546	1546	1511	1511	1511	1511	1553	1553	1544	1544	1514	1514	1514	1514				
11	3																				

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Dati e risoluzione della palificata

CARICO ASSIALE PALO	S.L.freq												S.L.qp		
	q1						q7			q5					
1	1	1549	1549	1550	1550	1474	1474	1474	1474	1469	1469	1470	1468	1469	1469
2	1	1535	1535	1534	1534	1476	1476	1476	1476	1472	1472	1472	1471	1472	1472
3	1	1520	1520	1518	1518	1479	1479	1479	1479	1474	1474	1474	1474	1474	1474
4	1	1506	1506	1502	1502	1481	1481	1481	1481	1476	1476	1476	1476	1476	1476
5	1	1492	1492	1486	1486	1483	1483	1483	1483	1479	1479	1477	1480	1479	1479
6	2	1615	1615	1615	1615	1499	1499	1499	1499	1441	1441	1443	1440	1441	1441
7	2	1601	1601	1598	1598	1501	1501	1501	1501	1444	1444	1444	1443	1444	1444
8	2	1587	1587	1582	1582	1503	1503	1503	1503	1446	1446	1446	1446	1446	1446
9	2	1573	1573	1566	1566	1506	1506	1506	1506	1448	1448	1448	1448	1448	1448
10	2	1559	1559	1550	1550	1508	1508	1508	1508	1451	1451	1450	1452	1451	1451
11	3	1682	1682	1679	1679	1523	1523	1523	1523	1414	1414	1414	1412	1414	1414
12	3	1668	1668	1663	1663	1526	1526	1526	1526	1416	1416	1416	1415	1416	1416
13	3	1654	1654	1646	1646	1528	1528	1528	1528	1418	1418	1418	1418	1418	1418
14	3	1640	1640	1630	1630	1530	1530	1530	1530	1421	1421	1420	1421	1421	1421
15	3	1626	1626	1614	1614	1533	1533	1533	1533	1423	1423	1422	1424	1423	1423
Nmax		1682	1682	1679	1679	1533	1533	1533	1533	1479	1479	1477	1480	1479	1479
Nmin		1492	1492	1486	1486	1474	1474	1474	1474	1414	1414	1415	1412	1414	1414
TAGLIO															
taglio Vx		399	399	399	399	399	399	399	399	336	336	336	336	336	336
taglio Vy		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0
V		399	399	399	399	399	399	399	399	336	336	336	336	336	336

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	2452	2452	2355	1817	1682	1479
Azione assiale minima	Nmin	520	1809	520	1339	1412	1414
Azione trasversale massima	Vmax	589	589	589	436	399	336

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	30000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	3.92

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI F		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2452	2355	1817	1682
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	1809	520	1339	1412
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	1155	1156	856	783
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	Mmax_1a	kNm	1387	1387	1028	940
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	589	589	436	399

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	33093	22723
Carico verticale medio agente sui pali	2206	1515

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

MENSOLA ANTERIORE

Modello di calcolo:

Tirante - puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	2.00
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	a1	m	1.50
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	a2	m	0.00
copriferro	c	m	0.122
larghezza puntone	b	m	2.85
larghezza collaborante	bt	m	2.85
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.88
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	1.88
fattore lambda ($l1 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_1		1.11
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.38
fattore lambda ($l2 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_2		0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura mensola anteriore	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	14	26	0.089	7433
secondo strato dal basso	20	14	26	0.155	7433
terzo strato dal basso		0	26	0.221	0
quarto strato dal basso		0	26	0.287	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.122	14866

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	2451.9	0.0	588.8	3037.6	7763	4089.0
SLU-SIS	2355.2	0.0	588.8	2941.0	7516	3959.0
				3037.6	7763	4089.0

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	14866	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	5817.1	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		52%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	20303.8	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		20%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-CARATTERISTICA	1816.5	0.0	436.4	2250.6	151

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		42% OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-FREQUENTE	1682.1	0.0	399.0	2078.9	140

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	220.0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		64% OK!	

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1478.6	0.0	335.5	1812.3	122

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		63% OK!	

MENSOLA POSTERIORE

Modello di calcolo:

Trave a mensola

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	2.00
distanza tra palo 1° fila posteriore e sezione di incastro	a1	m	3.90
distanza tra palo 2° fila posteriore e sezione di incastro	a2	m	0.30
distanza tra palo 3° fila posteriore e sezione di incastro	a3	m	
distanza tra palo 4° fila posteriore e sezione di incastro	a4	m	
larghezza sezione di calcolo	b	m	3.60
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura superiore mensola posteriore sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato dall'alto	10	10	26	0.089	5309
secondo strato dall'alto	0	0	26	0.155	0
terzo strato dall'alto	0	0	26	0.221	0
quarto strato dall'alto	0	0	26	0.287	0

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

Armatura effettivamente disposta 26 0.089 **5309**

Armatura inferiore mensola posteriore sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	20	5	26	0.089	2655
secondo strato dal basso	20	5	26	0.155	2655
terzo strato dal basso	0	0	26	0.221	0
quarto strato dal basso	0	0	26	0.287	0

Armatura effettivamente disposta 26 0.122 **5309**

VERIFICA SLU	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-STR)	1.35	243.0	1191	2917.2
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-STR)	1.35	590.5	2893	7088.8
sommano			4084.1	10006.0
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-SIS)	1.0	180.0	882	2160.9
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-SIS)	1.0	437.4	2143	5251.0
sommano			3025.3	7411.9

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLU-STR (MIN)	-1808.7	-2014.5	0.0	0.0	-3823	-7658.2
SLU-STR (MAX)	-2135.7	-2264.3	0.0	0.0	-4400	-9008.4
SLU-SIS (MIN)	-519.5	-1260.3	0.0	0.0	-1780	-2404.2
SLU-SIS (MAX)	-1688.4	-1631.9	0.0	0.0	-3320	-7074.3

sollecitazioni risultanti	V kN	M kNm
SLU-STR (MIN)	261	2348
SLU-STR (MAX)	-316	998
SLU-SIS (MIN)	1245	5008
SLU-SIS (MAX)	-295	338

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V kN/m	M kNm/m
SLU-STR (MIN)	72	652
SLU-STR (MAX)	88	277
SLU-SIS (MIN)	346	1391
SLU-SIS (MAX)	82	94

Armatura minima superiore richiesta	Afs_min	mmq/ml	2067	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	5309	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	3573	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		39%	OK!
Armatura minima inferiore	Afs_min	mmq/ml	0	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	5309	OK!
Momento Resistente	MR_inf	kNm/ml	-3511	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		0%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA		fac	p kN/ml	V kN	M kNm		
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera		1.0	180.0	882	2160.9		
sollecitazioni dovute al peso del rinterro		1.0	437.4	2143	5251.0		
sommano				3025.3	7411.9		
sollecitazioni dovute ai pali							
		R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)		-1339.4	-1492.8	0.0	0.0	-2832	-5671.6
SLE-CARATTERISTICA (MAX)		-1580.9	-1676.9	0.0	0.0	-3258	-6668.5
sollecitazioni risultanti						V kN	M kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)						193	1740
SLE-CARATTERISTICA (MAX)						-232	743
sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria						V kN/m	M kNm/m
SLE-CARATTERISTICA (MIN)						54	483
SLE-CARATTERISTICA (MAX)						65	206
Tasso di lavoro armature superiori		σ_{sup}	Mpa	53			
Tasso di lavoro armature inferiori		σ_{inf}	Mpa	0			
Tensione massima ammissibile		$\sigma_{s,max}$	MPa	360			
coefficiente di utilizzo arm.superiori- Stato limite limit. tensioni		c.u.		15%		OK!	
coefficiente di utilizzo arm.inferiori- Stato limite limit. tensioni		c.u.		0%		OK!	
VERIFICA SLE-FREQUENTE		fac	p kN/ml	V kN	M kNm		
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera		1.0	180.0	882	2160.9		
sollecitazioni dovute al peso del rinterro		1.0	437.4	2143	5251.0		
sommano				3025.3	7411.9		
sollecitazioni dovute ai pali							
		R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)		-1468.2	-1440.3	0.0	0.0	-2908	-6158.0
SLE-FREQUENTE (MAX)		-1550.4	-1615.4	0.0	0.0	-3166	-6531.2
sollecitazioni risultanti						V kN	M kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)						117	1254
SLE-FREQUENTE (MAX)						-141	881
sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria						V kN/m	M kNm/m
SLE-FREQUENTE (MIN)						32	348
SLE-FREQUENTE (MAX)						39	245

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

Tasso di lavoro armature superiori		σ_{sup}	Mpa	38	
Tasso di lavoro armature inferiori		σ_{inf}	Mpa	0	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		wlim	mm	0.40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	220.0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		17%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	220.0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		0%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	882	2160.9
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	437.4	2143	5251.0
sommano			3025.3	7411.9

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	-1469.3	-1441.5	0.0	0.0	-2911	-6162.9
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	-1478.6	-1450.8	0.0	0.0	-2929	-6201.9

sollecitazioni risultanti

	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	114	1249
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	96	1210

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V kN/m	M kNm/m
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	32	347
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	27	336

Tasso di lavoro armature superiori		sfsup	Mpa	38	
Tasso di lavoro armature inferiori		sfinf	Mpa	0	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		20%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		0%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

Dati	var	unità	
spessore muro frontale	smur	m	1.80
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

AZIONI TRASMESSE DAL MURO FRONTALE

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	271
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-134
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	175
Momento longitudinale	Myg3	kNm	393
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	58
Momento longitudinale	Myg3	kNm	194
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore S _s			1.50
Fattore S _t			1.00
Fattore S	S		1.50
Valore di ag/g	ag/g		0.073
fattore b _m	β _m		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.110
Coefficiente sismico verticale	kv		0.055

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si; 2 - no	Tip_spost	1
---------------------------------------------------	-----------	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK
Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	6.75
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθ _a		0.104
angolo teta a	θ _a	deg	5.927
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.330
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθ _b		0.116
angolo teta b	θ _b	deg	6.608
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-b		0.338
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	142.8
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	130.9
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	142.8
altezza di applicazione	H	m	3.4
Momento longitudinale	MyDP	kNm	481.9

Spinta massima in caso sismico

Spinte del terreno in caso sismico Wood) - ipotesi struttura che non ammette spostamenti (q6.1)

Incremento di spinta del terreno	DP	kN	90
altezza di applicazione	H	m	3.4
Momento longitudinale	MyDP	kNm	303

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate: Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)			
Spinta del terreno	Es	kN	143
Momento longitudinale	MyEs	kNm	482

Forze inerziali (q6.2)

<i>Sisma longitudinale</i>			
Forza orizzontale longitudinale	Fxq6.2x	kN	30
Momento longitudinale	Myq6.2x	kNm	80
<i>Sisma verticale</i>			
Forza verticale	Fzq6.2z	kN	-15
Momento longitudinale	Myq6.2z	kNm	7

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + muro frontale	4.65
Distanza asse appoggi - asse muro frontale	0.00

		F _x [kN]	F _z [kN]
g1a	Peso proprio impalcato	0	51
g2a	Perm. portati - impalcato	0	21
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0
e2	ritiro	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	106
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	100
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0
q3	Frenatura	35	0
q7a	Var. termica positiva	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	2	0
Ex	Sisma longitudinale	154	0
Ez	Sisma verticale	0	6

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO MURO FRONTALE

		Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	51	0
g1-sp	Peso proprio spalla	0	271	134
g2a	Perm. portati - impalcato	0	21	0
g3-sp	g3-sp	175	0	-393
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	106	0
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	100	0
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	0
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	58	0	-194
q3	Frenatura	35	0	-165
q7a	Var. termica positiva	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	2	0	-10
Ex	Sisma longitudinale	154	0	-715
Ez	Sisma verticale	0	6	0
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	143	0	-482
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	30	0	-80
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	-15	-7

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

	q1				S.L.U.				q3					
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
q7a	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
q7b	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
q1a	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
q1e-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

	S.L.U.				S.L.V.						
	e3				E.x		E.z				
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
q7b	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
q1a	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q1e-sp	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00

	q1				S.L.E.car				q3					
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60
q1a	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.75
q1e-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

S.L.E.car								
e3								
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
q7b	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	S.L.freq				S.L.qp			
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO DEL MURO FRONTALE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.								q3							
Fx	316	316	316	316	316	316	316	316	345	345	345	345	345	345	345	345
Fz	607	607	599	599	464	464	464	464	571	571	565	565	464	464	464	464
My	-625	-625	-625	-625	-625	-625	-625	-625	-781	-781	-781	-781	-781	-781	-781	-781

	S.L.U.				S.L.V.						
	q7				E.x		E.z				
Fx	297	297	297	297	297	297	297	328	328	100	100
Fz	571	571	565	565	464	464	464	341	347	335	353
My	-559	-559	-559	-559	-559	-559	-559	-1156	-1151	-267	-252

	S.L.E.car				q3											
	q1															
Fx	235	235	235	235	235	235	235	235	256	256	256	256	256	256	256	256
Fz	450	450	443	443	344	344	344	344	423	423	419	419	344	344	344	344
My	-464	-464	-464	-464	-464	-464	-464	-464	-580	-580	-580	-580	-580	-580	-580	-580

S.L.E.car								
q7								
Fx	220	220	220	220	220	220	220	220
Fz	423	423	419	419	344	344	344	344
My	-415	-415	-415	-415	-415	-415	-415	-415

	S.L.E.freq				S.L.E.qp				
Fx	220	220	220	220	220	220	220	177	177
Fz	423	423	419	419	344	344	344	344	344
My	-415	-415	-415	-415	-415	-415	-415	-270	-270

Armatura zona tesa muro frontale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	10	10	26	0.091	5309
secondo strato	20	5	26	0.147	2655
Armatura effettivamente disposta			26	0.110	7964

VERIFICHE AGLI SLU	Var	unità	
Momento di calcolo SLU	MEd_SLU	kNm/ml	781
Momento di calcolo SLV	MEd_SLV	kNm/ml	1156
Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	1941

Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	7964	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	4741	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		24%	OK!

Taglio di calcolo SLU	VEd_SLU	kN/ml	345
Taglio di calcolo SLV	VEd_SLV	kN/ml	328

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica muro frontale

VERIFICHE AGLI SLE-CAR

Tasso di lavoro armature in zona tesa σ_s Mpa **48**

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **13%** **OK!**

VERIFICHE AGLI SLE-FR

Tasso di lavoro armature in zona tesa σ_s Mpa **34**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{lim} MPa **194**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **18%** **OK!**

VERIFICHE AGLI SLE-QP

Tasso di lavoro armature in zona tesa σ_s Mpa **22**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.20 w1
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{lim} MPa **156**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **14%** **OK!**

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica del muro paraghiaia

Dati	var	unità	
Altezza paraghiaia	h	m	2.86
spessore paraghiaia	spar	m	0.60
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Effetti dovuti al sovraccarico accidentale

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	3.20
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	2.40
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	6.50
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	4.05
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	sh1	kPa	33.3
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	9.7
pressione orizzontale dovuta al carico qik distribuito	shd	kPa	3.8
Taglio alla base complessivo	Vmax	kNm	290.9
Momento alla base complessivo	Mmax	kNm	445.6

Effetti dovuti al carico Qik sul paraghiaia

larghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	b1	m	2.6
larghezza dell'impronta di carico alla base	b2	m	8.32
Carico verticale in testa al paraghiaia	Qik	kN	300
Azione orizzontale in testa al paraghiaia	H	kN	180

Sollecitazioni alla base del paraghiaia

Condizione	N kN	V kN	M kNm
Peso proprio	42.9	0.0	0.0
Spinta statica del terreno	0.0	31.4	29.9
Spinta dovuta al carico Qik	0.0	44.7	68.5
Carico Qik sul paraghiaia	36.1	21.6	64.0
Sisma - forze inerziali	0.0	4.7	6.7
Spinta sismica del terreno	0.0	24.3	34.8

Armatura zona tesa paraghiaia

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	φ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	20	0.086	3142
secondo strato	0	0	20	0.136	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.086	3142

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Peso proprio	1.00	1.00
Spinta statica del terreno	1.35	0.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.35	0.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Spinta sismica del terreno	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR

Combinazione	N kN	V kN	M kNm
SLU-STR	91.6	132.0	219.4
SLU-SIS	42.9	29.0	41.5

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	1212	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	3142	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	569	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		39%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica del muro paraghiaia

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-RARA		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	1.00		
Carico Qik sul paraghiaia	1.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-RARA	N	V	M
Combinazione	kN	kN	kN
SLE-RARA	79.0	97.8	162.5

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **112**

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **31%**

OK!

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-FRE		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.75		
Carico Qik sul paraghiaia	0.75		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-FREQUENTE	N	V	M
Combinazione	kN	kN	kN
SLE-FRE	69.9	81.2	129.4

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **89**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 σ_{slim} MPa **222**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **40%**

OK!

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-QP		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.00		
Carico Qik sul paraghiaia	0.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE	N	V	M
Combinazione	kN	kN	kN
SLE-QP	42.9	31.4	29.9

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **21**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.20 w1
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 σ_{slim} MPa **182**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **11%**

OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza muro di risvolto	h	m	6.86
larghezza muro di risvolto	a	m	4.90
spessore muro di risvolto	s	m	1.00
coefficiente gamma	γ		0.70
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Muro con bandiera	band		no
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Momento massimo orizzontale: $M_x = fac_x * q * a^2$

Momento massimo verticale: $M_y = fac_y * q * h^2$

N.B. i coefficienti fac_x e fac_y sono ricavati da: "Calcolo di lastre e piastre" - Richard Bares - Ed. CittàStudi

Effetti dovuti alla spinta delle terre

pressione orizzontale alla base	q	kN/mq	52.7
direzione orizzontale	γ	0.500	0.750
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.134	0.082
coefficiente fac _{Vx}	fac _{Vx}	0.462	0.318

Momento flettente in direzione orizzontale	M _{xmax}	kNm	116.3
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _{xband}	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _{xmax}	kN	89.4
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _{xband}	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.50	0.75
coefficiente fac _y	fac _{My}	0.055	0.090
coefficiente fac _{Vy}	fac _{Vy}	0.483	0.551

Momento flettente in direzione verticale	M _y max	kNm	204.7
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _y max	kN	193.9

Effetti dovuti ai sovraccarichi accidentali

larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} in sommità	b ₁	m	2.40
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} in sommità	a ₁	m	3.10
larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} alla base	b ₂	m	6.36
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} alla base	a ₂	m	7.06
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} in sommità	sh ₁	kPa	34.4
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} alla base	sh ₂	kPa	5.7

pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	20.0
direzione orizzontale	γ	0.50	0.75
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.430	0.351
coefficiente fac _{Vx}	fac _{Vx}	1.114	1.043

Momento flettente in direzione orizzontale	M _x max	kNm	176.6
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _x band	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _x max	kN	103.9
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _x band	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.50	0.75
coefficiente fac _x	fac _{My}	0.105	0.208
coefficiente fac _{Vy}	fac _{Vy}	0.974	1.129

Momento flettente in direzione verticale	M _y max	kNm	176.5
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _y max	kN	150.9

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto****Effetti dovuti al sisma**

forza inerziale		q1	kN/mq	2.74
incremento di spinta delle terre		q2	kN/mq	13.5
pressione orizzontale di calcolo		q	kN/mq	16.3
direzione orizzontale	γ	0.50	0.75	0.70
coefficiente facx	facMx	0.430	0.351	0.37
coefficiente facVx	facVx	1.114	1.043	1.06

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	143.2
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	84.2
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.50	0.75	0.70
coefficiente facx	facMy	0.105	0.208	0.187
coefficiente facVy	facVy	0.974	1.129	1.098

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	143.2
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	122.4

Riepilogo sollecitazioni sul muro

Condizione	Mx kNm	My kNm	Vx kN	Vy kN
Spinta del terreno	116.3	204.7	89.4	193.9
Spinta sovraccarichi accidentali	176.6	176.5	103.9	150.9
Spinta dovuta al sisma	143.2	143.2	84.2	122.4

Armatura zona tesa - dir. Orizzontale

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	20	0.072	3142
secondo strato	0	0	20	0.122	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.072	3142

Armatura zona tesa - dir. Verticale

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	24	0.094	4524
secondo strato	0	0	24	0.148	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.094	4524

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Spinta del terreno	1.35	1.00
Spinta sovraccarichi accidentali	1.35	0.00
Spinta dovuta al sisma	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR

Combinazione	Mx kNm	My kNm	Vx kN	Vy kN
SLU-STR	395.4	514.6	260.9	465.6
SLU-SIS	259.6	347.8	173.6	316.4

Armatura minima richiesta in dir. Orizzontale	Afh_min	mmq/ml	1210	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	3142	OK!
Momento Resistente dir. Orizzontale	MR_h	kNm/ml	1027	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		39%	OK!

Armatura minima richiesta in dir. Verticale	Afh_min	mmq/ml	1613	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	4524	OK!
Momento Resistente dir. Verticale	MR_v	kNm/ml	1443	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		36%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Calcolo e Verifica dei muri di risvolto

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-RARA		
Spinta del terreno		1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali		1.00	
Spinta dovuta al sisma		0.00	
Combinazioni SLE-RARA		Mx	My
Combinazione		kNm	kNm
SLE-RARA		292.9	381.2
Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	112
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	103
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360
coefficiente di utilizzo armature orizzontali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		31% OK!
coefficiente di utilizzo armature verticali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		29% OK!

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-FRE		
Spinta del terreno		1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali		0.75	
Spinta dovuta al sisma		0.00	
Combinazioni SLE-FREQUENTE		Mx	My
Combinazione		kNm	kNm
SLE-FRE		248.8	337.0
Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	95
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	91
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30 w2
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)	σ_{slim}	MPa	222
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		43% OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 (arm.verticale)	σ_{slim}	MPa	204
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		45% OK!

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-QP		
Spinta del terreno		1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali		0.00	
Spinta dovuta al sisma		0.00	
Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE		Mx	My
Combinazione		kNm	kNm
SLE-QP		116.3	204.7
Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	44
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	55
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20 w1
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)	σ_{slim}	MPa	182
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		24% OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 (arm.verticale)	σ_{slim}	MPa	164
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		34% OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA
Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti

Sollecitazioni di calcolo	Var	unità	Zattera - Mensola posteriore	Mfron	Paraghiaia	Mrisv_h	Mrisv_v
Taglio di calcolo	V_{Ed}	kN	346.0	344.7	132.0	260.9	465.6
Dati							
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	30	40	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	25	32	32	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	14.2	18.1	18.1	18.1	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3
Caratteristiche geometriche sezione							
Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	2.00	1.80	0.60	0.60	1.00
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	2.00	1.80	0.60	0.60	1.00
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
copriferro	c	m	0.089	0.110	0.086	0.072	0.094
altezza utile della sezione	d	m	1.91	1.69	0.51	0.53	0.91
Compressione agente nella sezione							
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio							
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata							
Coefficiente k	Asl	mmq	5309	7964	3142	3142	4524
vmin	k	m	1.32	1.34	1.62	1.62	1.47
rapporto geometrico di armatura longitudinale	vmin		0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
tensione media di compressione nella sezione	ρ_1		0.00278	0.00471	0.00611	0.00595	0.00499
	σ_{cp}	Mpa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	579.1	673.5	269.8	273.3	402.5
			OK	OK	OK	OK	N.V.
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio							
<i>Verifica del conglomerato</i>							
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rod}	kN	8121.8	9195.4	2796.2	2872.3	4928.6
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>							
diametro staffe	fsw	mm	24	12	10	12	12
passo staffe	scp	m	1.20	0.40	0.40	0.20	0.20
numero di bracci	nb		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	1131	283	196	283	283
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	90	90	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0	0	0	0	0
coefficiente alpha	α_c		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rsd}	kN	1585.8	1052.0	222.2	657.2	1127.8
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	4200.7	4756.0	1446.2	1485.6	2549.2
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1585.8	1052.0	222.2	657.2	1127.8
			OK	OK	OK	OK	OK

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

31 ALLEGATO 18 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPA – TRE TRAVI

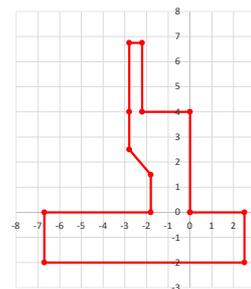
LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Dati e risoluzione della palificata

Caratteristiche geometriche elevazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Paragliaia - 1	0.60	0.60	22.18	2.75	-2.20	0.00	4.00
Muro frontale - 2	2.80	2.80	22.18	1.50	0.00	0.00	2.50
Muro frontale - 3	2.80	1.80	22.18	1.00	0.00	0.00	1.50
Muro frontale - 4	1.80	1.80	22.18	1.50	0.00	0.00	0.00
Muro risvolto posteriore sx - 1	3.90	3.90	0.60	2.63	-2.80	-10.79	4.00
Muro risvolto posteriore sx - 2	3.90	3.90	0.60	1.50	-2.80	-10.79	2.50
Muro risvolto posteriore sx - 3	3.90	4.90	1.00	1.00	-1.80	-10.59	1.50
Muro risvolto posteriore sx - 4	4.90	4.90	1.00	1.50	-1.80	-10.59	0.00
Muro risvolto posteriore dx - 1	3.90	3.90	0.60	2.87	-2.80	10.79	4.00
Muro risvolto posteriore dx - 2	3.90	3.90	0.60	1.50	-2.80	10.79	2.50
Muro risvolto posteriore dx - 3	3.90	4.90	1.00	1.00	-1.80	10.59	1.50
Muro risvolto posteriore dx - 4	4.90	4.90	1.00	1.50	-1.80	10.59	0.00
Cordolo risvolto sx	3.90	3.90	0.35	0.50	-2.80	-10.32	6.38
Cordolo risvolto dx	3.90	3.90	0.35	0.50	-2.80	10.32	6.62



Caratteristiche geometriche fondazione

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	h (m)	Disx (m)	Disy (m)
Zattera di fondazione	9.20	22.19	2.00	-2.50	0.00

Caratteristiche geometriche complessive muro frontale (Paragliaia+Muro frontale)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Altezza complessiva elevazione	Hfron	m	6.75
Area sezione trasversale	Afron	mq	10.85
Volume c.a.	Vfron	mc	240.65
Xbaricentro	Xg fron	m	-1.39
Ybaricentro	Yg fron	m	0.00
Zbaricentro	Zg fron	m	2.69
Dis. spigolo ant. Baric. spiccato	Lxinf/2	m	0.90

Caratteristiche geometriche complessive elevazione (Paragliaia+Muro frontale+muri risvolto +Cordoli risvolto+Orecchie+Valette+Speroni)

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Volume c.a.	Vele	mc	285.41
Xbaricentro	Xg ele	m	-1.87
Ybaricentro	Yg ele	m	0.02
Zbaricentro	Zg ele	m	2.73

Caratteristiche geometriche complessive fondazione

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Volume c.a.	Vfon	mc	408.30
Xbaricentro	Xg fon	m	-4.60
Ybaricentro	Yg fon	m	0.00
Zbaricentro	Zg fon	m	1.00

Note:

- Lx sup: lunghezza in direzione x della faccia superiore
- Lx inf: lunghezza in direzione y della faccia inferiore
- h: altezza del parallelepipedo
- Dx: distanza in dir. X tra faccia anteriore e faccia muro frontale
- Dy: distanza in dir. Y tra mezzeria parallelepipedo e mezzeria muro frontale
- Dz: distanza in dir. Z tra faccia inferiore e spiccato muro frontale
- Disx: Disassamento in dir. X mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione
- Disy: Disassamento in dir. Y mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Caratteristiche terreno di rinterro a tergo spalla

Angolo d'attrito	fir	deg	35.0
peso di volume	γ	kN/mc	18.0
Coefficiente di spinta attiva (Rankine)	ka		0.271
Coefficiente di spinta a riposo	k0		0.426
Condizioni di spinta: 1 - attiva; 2 - riposo	Tip spinta		2
Coefficiente di spinta di calcolo	K		0.426

Caratteristiche geometriche complessive rinterro

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Rinterro - 1	3.90	3.90	20.98	2.75	-2.80	0.00	4.00
Rinterro - 2	3.90	3.90	20.98	1.50	-2.80	0.00	2.50
Rinterro - 3	3.90	4.90	20.18	1.00	-1.80	0.00	1.50
Rinterro - 4	4.90	4.90	20.18	1.50	-1.80	0.00	0.00

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Volume rinterro	Vrin	mc	584.86
Xbaricentro	Xg rin	m	-7.01
Ybaricentro	Yg rin	m	0.00
Zbaricentro	Zg rin	m	5.24

Dati sovraccarico terrapieno

sovraccarico	Q	kN/mq	20.0
--------------	---	-------	------

AZIONI TRASMESSE DALLA SPALLA

Rispetto al baricentro della palificata

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	17343
Momento longitudinale	Myg1	kNm	1631
Momento trasversale	Mxg1	kNm	151.5
Peso terreno su fondazione			
Peso rinterro	Fzg2	kN	10527
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-25379
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	6520
Momento longitudinale	Myg3	kNm	19017
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	1656
Carico verticale	Fzg3	kN	1636
Momento longitudinale	Myg3	kNm	2908
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore Ss			1.50
Fattore St			1.0
Fattore S	S		1.50
Valore di ag/g	ag/g		0.073
fattore bm	βm		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.110
Coefficiente sismico verticale	kv		0.055

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si; 2 - no	Tip spost		1
---------------------------------------------------	-----------	--	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	8.75
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθa		0.104

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Dati e risoluzione della palificata

angolo teta a	0a	deg	5.9
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.330
tangente teta b= kh/(1-kv)	tan0b		0.116
angolo teta b	0b	deg	6.6
coefficiente di spinta attiva Ka-b	Ka-b		0.338
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	5323.9
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	4880.6
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	5323.9
altezza di applicazione	H	kN	4.38
Momento longitudinale	MyDP	kNm	23292

Spinte compressive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate: **Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)**

Spinta del terreno	Es	kN	5324
Momento longitudinale	MyEs	kNm	23292
Forze inerziali			
<i>Sisma longitudinale</i>			
Forza orizzontale longitudinale	FxE.2x	kN	3052
Momento longitudinale	MyE.2x	kNm	10851
<i>Sisma trasversale</i>			
Forza orizzontale trasversale	FyE.2y	kN	3052
Momento trasversale	MxE.2y	kNm	10851
<i>Sisma verticale</i>			
Forza verticale	FzE.2z	kN	-1526
Momento longitudinale	MyE.2z	kNm	1300
Momento trasversale	MxE.2z	kNm	-8

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + baggioli + muro frontale + fondazioni **6.65**Distanza asse appoggi - asse fondazione **1.20**

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	0	0	1923	0	0
g2a	0	0	394	0	0
e4	0	0	0	0	0
e2	0	0	0	0	0
q1a	0	0	1780	5024	0
q1b	0	0	1578	5629	0
q1c	0	0	0	0	0
q1d	0	0	0	0	0
q3	561	0	0	0	985
q4a	0	0	0	0	0
q4b	0	0	0	0	0
q5a	0	20	0	-56	0
q5b	0	59	0	-170	0
q7a	0	0	0	0	0
q7b	0	0	0	0	0
q9	70	0	0	0	0
Ex	5288	0	0	0	9280
Ey	0	352	0	618	0
Ez	0	0	195	0	0

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO PALI

Coordinate baricentro pali
 x = 4.60 coordinata x
 y = 0.00 coordinata y
 z = 0.00 coordinata z

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	0	0	1923	0	-2308
g1b-sp	0	0	17343	0	-1631
g2a	0	0	394	0	-472
g2b-sp	0	0	10527	0	25379
g3-sp	6520	0	0	0	-19017
e4	0	0	0	0	0
e2	0	0	0	0	0
q1a	0	0	1780	5024	-2136
q1b	0	0	1578	5629	-1894
q1c	0	0	0	0	0
q1d	0	0	0	0	0
q1e-sp	1656	0	1636	0	-2908
q3	561	0	0	0	-4715
q4a	0	0	0	0	0
q4b	0	0	0	0	0
q5a	0	20	0	77	0
q5b	0	59	0	222	0
q7a	0	0	0	0	0
q7b	0	0	0	0	0
q9	70	0	0	0	-462
Ex	5288	0	0	0	-44446
Ey	0	352	0	2960	0
Ez	0	0	195	0	-234
E.1x-sp	5324	0	0	0	-23292
E.2x-sp	3052	0	0	0	-10851
E.2y-sp	0	3052	0	10851	0
E.2z-sp	0	0	-1526	0	-1300

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Dati e risoluzione della palificata

18	3	2456	2456	2431	2431	2379	2379	2379	2379	2955	2978	1554	1577	1655	1732
Nmax		2596	2596	2587	2587	2379	2379	2379	2379	3065	3088	1919	1942	1765	1841
Nmin		2316	2316	2302	2302	2333	2333	2333	2333	245	311	1390	1456	1442	1661
TAGLIO															
taglio Vx		587	587	587	587	587	587	587	587	763	763	232	232	232	232
taglio Vy		3	3	3	3	-3	-3	-3	-3	57	57	189	189	57	57
V		587	587	587	587	587	587	587	587	765	765	299	299	238	238

CARICO ASSIALE		S.L.E.car															
PALO		q1							q3								
1	1	1853	1853	1855	1855	1733	1733	1733	1733	1709	1709	1711	1711	1618	1618	1618	1727
2	1	1825	1825	1825	1825	1734	1734	1734	1734	1688	1688	1688	1688	1619	1619	1619	1728
3	1	1798	1798	1794	1794	1735	1735	1735	1735	1667	1667	1664	1664	1620	1620	1620	1729
4	1	1771	1771	1764	1764	1735	1735	1735	1735	1647	1647	1641	1641	1620	1620	1620	1730
5	1	1744	1744	1733	1733	1736	1736	1736	1736	1626	1626	1618	1618	1621	1621	1621	1730
6	1	1716	1716	1703	1703	1737	1737	1737	1737	1606	1606	1595	1595	1622	1622	1622	1731
7	2	1935	1935	1932	1932	1766	1766	1766	1766	1871	1871	1869	1869	1743	1743	1743	1743
8	2	1908	1908	1901	1901	1767	1767	1767	1767	1850	1850	1846	1846	1744	1744	1744	1744
9	2	1880	1880	1871	1871	1768	1768	1768	1768	1830	1830	1823	1823	1745	1745	1745	1745
10	2	1853	1853	1840	1840	1768	1768	1768	1768	1809	1809	1799	1799	1746	1746	1746	1746
11	2	1826	1826	1810	1810	1769	1769	1769	1769	1788	1788	1776	1776	1746	1746	1746	1746
12	2	1799	1799	1779	1779	1770	1770	1770	1770	1768	1768	1753	1753	1747	1747	1747	1747
13	3	2017	2017	2009	2009	1799	1799	1799	1799	2033	2033	2027	2027	1869	1869	1869	1760
14	3	1990	1990	1978	1978	1800	1800	1800	1800	2013	2013	2004	2004	1869	1869	1869	1760
15	3	1963	1963	1948	1948	1800	1800	1800	1800	1992	1992	1981	1981	1870	1870	1870	1761
16	3	1935	1935	1917	1917	1801	1801	1801	1801	1971	1971	1958	1958	1871	1871	1871	1762
17	3	1908	1908	1887	1887	1802	1802	1802	1802	1951	1951	1934	1934	1871	1871	1871	1762
18	3	1881	1881	1856	1856	1803	1803	1803	1803	1930	1930	1911	1911	1872	1872	1872	1763
Nmax		2017	2017	2009	2009	1803	1803	1803	1803	2033	2033	2027	2027	1872	1872	1872	1763
Nmin		1716	1716	1703	1703	1733	1733	1733	1733	1606	1606	1595	1595	1618	1618	1618	1727
TAGLIO																	
taglio Vx		458	458	458	458	458	458	458	458	466	466	466	466	466	466	466	435
taglio Vy		2	2	2	2	-2	-2	-2	-2	2	2	2	2	-2	-2	-2	-2
V		458	458	458	458	458	458	458	458	466	466	466	466	466	466	466	435

CARICO ASSIALE		S.L.E.car															
PALO		q4							q5								
1	1	1818	1818	1820	1820	1727	1727	1727	1727	1819	1819	1821	1821	1726	1726	1726	1726
2	1	1797	1797	1797	1797	1728	1728	1728	1728	1798	1798	1797	1797	1727	1727	1727	1727
3	1	1777	1777	1774	1774	1729	1729	1729	1729	1777	1777	1774	1774	1729	1729	1729	1729
4	1	1756	1756	1751	1751	1730	1730	1730	1730	1756	1756	1750	1750	1730	1730	1730	1730
5	1	1735	1735	1728	1728	1730	1730	1730	1730	1735	1735	1727	1727	1731	1731	1731	1731
6	1	1715	1715	1704	1704	1731	1731	1731	1731	1714	1714	1703	1703	1732	1732	1732	1732
7	2	1871	1871	1869	1869	1743	1743	1743	1743	1872	1872	1870	1870	1742	1742	1742	1742
8	2	1850	1850	1846	1846	1744	1744	1744	1744	1851	1851	1846	1846	1743	1743	1743	1743
9	2	1830	1830	1823	1823	1745	1745	1745	1745	1830	1830	1823	1823	1745	1745	1745	1745
10	2	1809	1809	1799	1799	1746	1746	1746	1746	1809	1809	1799	1799	1746	1746	1746	1746
11	2	1788	1788	1776	1776	1746	1746	1746	1746	1788	1788	1776	1776	1747	1747	1747	1747
12	2	1768	1768	1753	1753	1747	1747	1747	1747	1767	1767	1752	1752	1748	1748	1748	1748
13	3	1924	1924	1918	1918	1760	1760	1760	1760	1925	1925	1919	1919	1758	1758	1758	1758
14	3	1903	1903	1894	1894	1760	1760	1760	1760	1904	1904	1895	1895	1760	1760	1760	1760
15	3	1883	1883	1871	1871	1761	1761	1761	1761	1883	1883	1872	1872	1761	1761	1761	1761
16	3	1862	1862	1848	1848	1762	1762	1762	1762	1862	1862	1848	1848	1762	1762	1762	1762
17	3	1842	1842	1825	1825	1762	1762	1762	1762	1841	1841	1825	1825	1763	1763	1763	1763
18	3	1821	1821	1802	1802	1763	1763	1763	1763	1820	1820	1801	1801	1764	1764	1764	1764
Nmax		1924	1924	1918	1918	1763	1763	1763	1763	1925	1925	1919	1919	1764	1764	1764	1764
Nmin		1715	1715	1704	1704	1727	1727	1727	1727	1714	1714	1703	1703	1726	1726	1726	1726
TAGLIO																	
taglio Vx		435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435
taglio Vy		2	2	2	2	-2	-2	-2	-2	3	3	3	3	-3	-3	-3	-3
V		435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435	435

CARICO ASSIALE		S.L.E.car															
PALO		q7															
1	1	1818	1818	1820	1820	1727	1727	1727	1727	1819	1819	1821	1821	1726	1726	1726	1726
2	1	1797	1797	1797	1797	1728	1728	1728	1728	1798	1798	1797	1797	1727	1727	1727	1727
3	1	1777	1777	1774	1774	1729	1729	1729	1729	1777	1777	1774	1774	1729	1729	1729	1729
4	1	1756	1756	1751	1751	1730	1730	1730	1730	1756	1756	1750	1750	1730	1730	1730	1730
5	1	1735	1735	1728	1728	1730	1730	1730	1730	1735	1735	1727	1727	1731	1731	1731	1731
6	1	1715	1715	1704	1704	1731	1731	1731	1731	1714	1714	1703	1703	1732	1732	1732	1732
7	2	1871	1871	1869	1869	1743	1743	1743	1743	1872	1872	1870	1870	1742	1742	1742	1742
8	2	1850	1850	1846	1846	1744	1744	1744	1744	1851	1851	1846	1846	1743	1743	1743	1743
9	2	1830	1830	1823	1823	1745	1745	1745	1745	1830	1830	1823	1823	1745	1745	1745	1745
10	2	1809	1809	1799	1799	1746	1746	1746	1746	1809	1809	1799	1799	1746	1746	1746	1746
11	2	1788	1788	1776	1776	1746	1746	1746	1746	1788	1788	1776	1776	1747	1747	1747	1747
12	2	1768	1768	1753	1753	1747	1747	1747	1747	1767	1767	1752	1752	1748	1748	1748	1748
13	3	1924	1924	1918	1918	1760	1760	1760	1760	1925	1925	1919	1919	1758	1758	1758	1758
14	3	1903	1903	1894	1894	1760	1760	1760	1760	1904	1904	1895	1895	1760	1760	1760	1760
15	3	1883	1883	1871	1871	1761	1761	1761	1761	1883	1883	1872	1872	1761	1761	1761	1761
16	3	1862	1862	1848	1848	1762	1762	1762	1762	1862	1862	1848	1848	1762	1762	1762	1762
17	3	1842	1842														

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
 Dati e risoluzione della palificata

		S.L.freq												S.L.qp	
CARICO ASSIALE		q1						q7			q5				
PALO															
1	1	1816	1816	1818	1818	1729	1729	1729	1729	1712	1712	1712	1711	1712	1712
2	1	1796	1796	1796	1796	1729	1729	1729	1729	1712	1712	1712	1711	1712	1712
3	1	1776	1776	1773	1773	1729	1729	1729	1729	1712	1712	1712	1711	1712	1712
4	1	1756	1756	1751	1751	1729	1729	1729	1729	1712	1712	1711	1712	1712	1712
5	1	1736	1736	1729	1729	1729	1729	1729	1729	1712	1712	1711	1712	1712	1712
6	1	1716	1716	1706	1706	1729	1729	1729	1729	1712	1712	1711	1712	1712	1712
7	2	1869	1869	1867	1867	1745	1745	1745	1745	1677	1677	1677	1677	1677	1677
8	2	1849	1849	1845	1845	1745	1745	1745	1745	1677	1677	1677	1677	1677	1677
9	2	1829	1829	1822	1822	1745	1745	1745	1745	1677	1677	1677	1677	1677	1677
10	2	1809	1809	1800	1800	1745	1745	1745	1745	1677	1677	1677	1677	1677	1677
11	2	1789	1789	1777	1777	1745	1745	1745	1745	1677	1677	1677	1677	1677	1677
12	2	1770	1770	1755	1755	1745	1745	1745	1745	1677	1677	1677	1677	1677	1677
13	3	1922	1922	1916	1916	1761	1761	1761	1761	1643	1643	1643	1642	1643	1643
14	3	1902	1902	1893	1893	1761	1761	1761	1761	1643	1643	1643	1642	1643	1643
15	3	1882	1882	1871	1871	1761	1761	1761	1761	1643	1643	1643	1643	1643	1643
16	3	1863	1863	1849	1849	1761	1761	1761	1761	1643	1643	1643	1643	1643	1643
17	3	1843	1843	1826	1826	1761	1761	1761	1761	1643	1643	1642	1643	1643	1643
18	3	1823	1823	1804	1804	1761	1761	1761	1761	1643	1643	1642	1643	1643	1643
Nmax		1922	1922	1916	1916	1761	1761	1761	1761	1712	1712	1712	1712	1712	1712
Nmin		1716	1716	1706	1706	1729	1729	1729	1729	1643	1643	1642	1642	1643	1643
TAGLIO															
taglio Vx		435	435	435	435	435	435	435	366	366	366	366	366	366	366
taglio Vy		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V		435	435	435	435	435	435	435	366	366	366	366	366	366	366

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3088	2744	3088	2033	1922	1712
Azione assiale minima	Nmin	245	2155	245	1595	1642	1643
Azione trasversale massima	Vmax	765	629	765	466	435	366

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	30000
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	3.92

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI F		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	2744	3088	2033	1922
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	2155	245	1595	1642
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	1234	1501	915	854
Momento AMPLIFICATO DEL 20%	Mmax_1a	kNm	1481	1802	1098	1025
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	629	765	466	435
						366

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA

	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	45364	31518
Carico verticale medio agente sui pali	2520	1751

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Calcolo e verifica zattera di fondazione

MENSOLA ANTERIORE

Modello di calcolo:

Tirante - puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	2.00
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	a1	m	1.50
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	a2	m	0.00
copriferro	c	m	0.122
larghezza puntone	b	m	2.85
larghezza collaborante	bt	m	2.85
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.88
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	1.88
fattore lambda ($l1 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_1		1.11
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.38
fattore lambda ($l2 / 0.9d$) = arctan ψ	λ_2		0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.0
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura mensola anteriore	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	20	14	26	0.089	7433
secondo strato dal basso	20	14	26	0.155	7433
terzo strato dal basso		0	26	0.221	0
quarto strato dal basso		0	26	0.287	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.122	14866

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	2743.6	0.0	628.9	3368.9	8609	4535.0
SLU-SIS	3087.9	0.0	765.1	3849.0	9836	5181.3
				3849.0	9836	5181.3

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	14866	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	5817.1	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		66%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	20303.8	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		26%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	σ_s
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	Mpa
SLE-CARATTERISTICA	2033.3	0.0	466.3	2496.9	168

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Calcolo e verifica zattera di fondazione

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		47%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	σ_s
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	Mpa
SLE-FREQUENTE	1922.4	0.0	435.1	2355.0	158

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	220.0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		72%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	σ_s
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1711.5	0.0	366.1	2075.4	140

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		72%	OK!

MENSOLA POSTERIORE

Modello di calcolo:

Trave a mensola

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	2.00
distanza tra palo 1° fila posteriore e sezione di incastro	a1	m	3.90
distanza tra palo 2° fila posteriore e sezione di incastro	a2	m	0.30
distanza tra palo 3° fila posteriore e sezione di incastro	a3	m	
distanza tra palo 4° fila posteriore e sezione di incastro	a4	m	
larghezza sezione di calcolo	b	m	3.60
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura superiore mensola posteriore	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato dall'alto	10	10	26	0.089	5309
secondo strato dall'alto	0	0	26	0.155	0
terzo strato dall'alto	0	0	26	0.221	0
quarto strato dall'alto	0	0	26	0.287	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.089	5309

Armatura inferiore mensola posteriore	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Calcolo e verifica zattera di fondazione

primo strato dal basso	20	5	26	0.089	2655
secondo strato dal basso	20	5	26	0.155	2655
terzo strato dal basso	0	0	26	0.221	0
quarto strato dal basso	0	0	26	0.287	0
Armatura effettivamente disposta			26	0.122	5309

VERIFICA SLU	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-STR)	1.35	243.0	1191	2917.2
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-STR)	1.35	590.5	2893	7088.8
sommano			4084.1	10006.0
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-SIS)	1.0	180.0	882	2160.9
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-SIS)	1.0	437.4	2143	5251.0
sommano			3025.3	7411.9

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLU-STR (MIN)	-2155.1	-2351.7	0.0	0.0	-4507	-9110.2
SLU-STR (MAX)	-2506.4	-2612.6	0.0	0.0	-5119	-10558.6
SLU-SIS (MIN)	-244.9	-1472.2	0.0	0.0	-1717	-1396.7
SLU-SIS (MAX)	-1821.5	-1881.9	0.0	0.0	-3703	-7668.5

sollecitazioni risultanti	V kN	M kNm
SLU-STR (MIN)	-423	896
SLU-STR (MAX)	-1035	-553
SLU-SIS (MIN)	1308	6015
SLU-SIS (MAX)	-678	-257

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V kN/m	M kNm/m
SLU-STR (MIN)	117	249
SLU-STR (MAX)	287	-153
SLU-SIS (MIN)	363	1671
SLU-SIS (MAX)	188	-71

Armatura minima superiore richiesta	Afs_min	mmq/ml	2483	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	5309	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	3573	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		47%	OK!
Armatura minima inferiore	Afs_min	mmq/ml	232	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	5309	OK!
Momento Resistente	MR_inf	kNm/ml	-3511	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		4%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Calcolo e verifica zattera di fondazione

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	882	2160.9
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	437.4	2143	5251.0
sommano			3025.3	7411.9

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	-1595.3	-1742.3	0.0	0.0	-3338	-6744.5
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	-1855.2	-1935.1	0.0	0.0	-3790	-7815.7

sollecitazioni risultanti

	V kN	M kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	-312	667
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	-765	-404

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V kN/m	M kNm/m
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	87	185
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	212	-112

Tasso di lavoro armature superiori	σ_{sup}	Mpa	20	
Tasso di lavoro armature inferiori	σ_{inf}	Mpa	13	
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo arm.superiori- Stato limite limit. tensioni	c.u.		6%	OK!
coefficiente di utilizzo arm.inferiori- Stato limite limit. tensioni	c.u.		3%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	882	2160.9
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	437.4	2143	5251.0
sommano			3025.3	7411.9

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)	-1706.3	-1676.9	0.0	0.0	-3383	-7157.4
SLE-FREQUENTE (MAX)	-1817.9	-1869.2	0.0	0.0	-3687	-7650.8

sollecitazioni risultanti

	V kN	M kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)	-358	254
SLE-FREQUENTE (MAX)	-662	-239

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V kN/m	M kNm/m
SLE-FREQUENTE (MIN)	99	71
SLE-FREQUENTE (MAX)	184	-66

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI

Calcolo e verifica zattera di fondazione

Tasso di lavoro armature superiori		σ_{sup}	Mpa	8	
Tasso di lavoro armature inferiori		σ_{inf}	Mpa	7	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		wlim	mm	0.40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	220.0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		4%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	220.0	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		3%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	882	2160.9
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	437.4	2143	5251.0
sommano			3025.3	7411.9

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	-1711.5	-1677.1	0.0	0.0	-3389	-7178.0
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	-1711.5	-1677.1	0.0	0.0	-3389	-7178.1

sollecitazioni risultanti

	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	-363	234
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	-363	234

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V kN/m	M kNm/m
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	101	65
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	101	65

Tasso di lavoro armature superiori		sfsup	Mpa	7	
Tasso di lavoro armature inferiori		sfinf	Mpa	0	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		4%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	σ_{slim}	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		0%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
Calcolo e Verifica muro frontale

Dati	var	unità	
spessore muro frontale	smur	m	1.80
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

AZIONI TRASMESSE DAL MURO FRONTALE

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fz _{g1}	kN	271
Momento longitudinale	My _{g1}	kNm	-134

Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fx _{g3}	kN	175
Momento longitudinale	My _{g3}	kNm	393

Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fx _{g3}	kN	58
Momento longitudinale	My _{g3}	kNm	194

Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore S _s			1.50
Fattore S _t			1.00
Fattore S	S		1.50
Valore di ag/g	ag/g		0.073
fattore b _m	β _m		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.110
Coefficiente sismico verticale	kv		0.055

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si; 2 - no	Tip_spost	1
---------------------------------------------------	-----------	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	6.75

peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθ _a		0.104
angolo teta a	θ _a	deg	5.927
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.330
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθ _b		0.116
angolo teta b	θ _b	deg	6.608
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-b		0.338

Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	142.8
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	130.9
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	142.8
altezza di applicazione	H	m	3.4
Momento longitudinale	MyDP	kNm	481.9

Spinta massima in caso sismico

Spinte del terreno in caso sismico Wood) - ipotesi struttura che non ammette spostamenti (q6.1)

Incremento di spinta del terreno	DP	kN	90
altezza di applicazione	H	m	3.4
Momento longitudinale	MyDP	kNm	303

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate: Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)			
Spinta del terreno	Es	kN	143
Momento longitudinale	MyEs	kNm	482

Forze inerziali (q6.2)

<i>Sisma longitudinale</i>			
Forza orizzontale longitudinale	Fxq6.2x	kN	30
Momento longitudinale	Myq6.2x	kNm	80

<i>Sisma verticale</i>			
Forza verticale	Fzq6.2z	kN	-15
Momento longitudinale	Myq6.2z	kNm	7

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + muro frontale	4.65
Distanza asse appoggi - asse muro frontale	0.00

	F _x	F _z	
	[kN]	[kN]	
g1a	Peso proprio impalcato	0	87
g2a	Perm. portati - impalcato	0	18
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0
e2	ritiro	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	80
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	71
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0
q3	Frenatura	25	0
q7a	Var. termica positiva	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	3	0
Ex	Sisma longitudinale	238	0
Ez	Sisma verticale	0	9

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
Calcolo e Verifica muro frontale

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO MURO FRONTALE

		Fx	Fz	My
		[kN]	[kN]	[kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	87	0
g1-sp	Peso proprio spalla	0	271	134
g2a	Perm. portati - impalcato	0	18	0
g3-sp	g3-sp	175	0	-393
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	80	0
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	71	0
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	0
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	58	0	-194
q3	Frenatura	25	0	-118
q7a	Var. termica positiva	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	3	0	-15
Ex	Sisma longitudinale	238	0	-1109
Ez	Sisma verticale	0	9	0
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	143	0	-482
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	30	0	-80
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	-15	-7

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

					S.L.U.													
					q1				q3									
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
q7a	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
q7b	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90
q1a	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00
q1e-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

	S.L.U.				S.L.V.				S.L.V.			
					e3				Ex		Ez	
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q7b	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
q1a	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q1e-sp	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00

					S.L.E.car								
					q1				q3				
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00
q1a	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
q1e-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
Calcolo e Verifica muro frontale

S.L.E.car								
e3								
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
q7b	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	S.L.freq				S.L.U.				S.L.V.				S.L.qp			
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO DEL MURO FRONTALE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.								S.L.V.							
	q1				q3				q1				q3			
Fx	318	318	318	318	318	318	318	318	332	332	332	332	332	332	332	332
Fz	616	616	603	603	507	507	507	507	588	588	579	579	507	507	507	507
My	-630	-630	-630	-630	-630	-630	-630	-630	-723	-723	-723	-723	-723	-723	-723	-723

	S.L.U.				S.L.V.							
	q7				E.x		E.z					
Fx	298	298	298	298	298	298	298	298	414	414	126	126
Fz	588	588	579	579	507	507	507	507	374	378	370	382
My	-565	-565	-565	-565	-565	-565	-565	-565	-1553	-1549	-389	-374

	S.L.E.car				S.L.V.				S.L.qp							
	q1				q3				q1				q3			
Fx	236	236	236	236	236	236	236	236	246	246	246	246	246	246	246	246
Fz	456	456	447	447	376	376	376	376	436	436	429	429	376	376	376	376
My	-468	-468	-468	-468	-468	-468	-468	-468	-537	-537	-537	-537	-537	-537	-537	-537

S.L.E.car								
q7								
Fx	221	221	221	221	221	221	221	221
Fz	436	436	429	429	376	376	376	376
My	-420	-420	-420	-420	-420	-420	-420	-420

	S.L.E.freq				S.L.E.qp			
Fx	221	221	221	221	221	221	221	221
Fz	436	436	429	429	376	376	376	376
My	-420	-420	-420	-420	-420	-420	-420	-420

Armatura zona tesa muro frontale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	10	10	26	0.091	5309
secondo strato	20	5	26	0.147	2655
Armatura effettivamente disposta			26	0.110	7964

VERIFICHE AGLI SLU	Var	unità
Momento di calcolo SLU	MEd_SLU	kNm/ml 723
Momento di calcolo SLV	MEd_SLV	kNm/ml 1553
Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml 2609

Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	7964	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	4741	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		33%	OK!

Taglio di calcolo SLU	VEd_SLU	kN/ml	332
Taglio di calcolo SLV	VEd_SLV	kN/ml	414

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
Calcolo e Verifica muro frontale

VERIFICHE AGLI SLE-CAR

Tasso di lavoro armature in zona tesa σ_s Mpa **44**

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **12%** **OK!**

VERIFICHE AGLI SLE-FR

Tasso di lavoro armature in zona tesa σ_s Mpa **35**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{lim} MPa **194**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **18%** **OK!**

VERIFICHE AGLI SLE-QP

Tasso di lavoro armature in zona tesa σ_s Mpa **23**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.20 w1
 Tensione limite ammissibile per barre f 26.0 σ_{lim} MPa **156**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **15%** **OK!**

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
Calcolo e Verifica del muro paraghiaia

Dati	var	unità	
Altezza paraghiaia	h	m	2.84
spessore paraghiaia	spar	m	0.60
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Effetti dovuti al sovraccarico accidentale

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	3.20
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	2.40
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	6.48
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	4.04
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	sh1	kPa	33.3
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	9.8
pressione orizzontale dovuta al carico qik distribuito	shd	kPa	3.8
Taglio alla base complessivo	Vmax	kNm	288.8
Momento alla base complessivo	Mmax	kNm	439.1

Effetti dovuti al carico Qik sul paraghiaia

larghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	b1	m	2.6
larghezza dell'impronta di carico alla base	b2	m	8.28
Carico verticale in testa al paraghiaia	Qik	kN	300
Azione orizzontale in testa al paraghiaia	H	kN	180

Sollecitazioni alla base del paraghiaia

Condizione	N kN	V kN	M kNm
Peso proprio	42.6	0.0	0.0
Spinta statica del terreno	0.0	31.0	29.3
Spinta dovuta al carico Qik	0.0	44.6	67.8
Carico Qik sul paraghiaia	36.2	21.7	63.9
Sisma - forze inerziali	0.0	4.7	6.6
Spinta sismica del terreno	0.0	24.0	34.0

Armatura zona tesa paraghiaia

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/passi	φ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	20	0.086	3142
secondo strato	0	0	20	0.136	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.086	3142

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Peso proprio	1.00	1.00
Spinta statica del terreno	1.35	0.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.35	0.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Spinta sismica del terreno	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLU-STR	91.5	131.3	217.3
SLU-SIS	42.6	28.6	40.7

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	1201	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	3142	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	569	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		38%	OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
Calcolo e Verifica del muro paraghiaia

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-RARA		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	1.00		
Carico Qik sul paraghiaia	1.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-RARA

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-RARA	78.8	97.3	161.0

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **111**

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **31%** **OK!**

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-FRE		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.75		
Carico Qik sul paraghiaia	0.75		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-FREQUENTE

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-FRE	69.8	80.7	128.1

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **88**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 σ_{slim} MPa **222**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **40%** **OK!**

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-QP		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.00		
Carico Qik sul paraghiaia	0.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-QP	42.6	31.0	29.3

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **20**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.20 w1
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 σ_{slim} MPa **182**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **11%** **OK!**

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza muro di risvolto	h	m	6.87
larghezza muro di risvolto	a	m	4.90
spessore muro di risvolto	s	m	1.00
coefficiente gamma	γ		0.70
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Muro con bandiera	band		no
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Momento massimo orizzontale: $M_x = fac_x * q * a^2$

Momento massimo verticale: $M_y = fac_y * q * h^2$

N.B. i coefficienti fac_x e fac_y sono ricavati da: "Calcolo di lastre e piastre" - Richard Bares - Ed. CittàStudi

Effetti dovuti alla spinta delle terre

pressione orizzontale alla base	q	kN/mq	52.7
direzione orizzontale	γ	0.500	0.750
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.134	0.082
coefficiente fac _{Vx}	fac _{Vx}	0.462	0.318

Momento flettente in direzione orizzontale	M _{xmax}	kNm	116.5
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _{xband}	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _{xmax}	kN	89.5
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _{xband}	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.50	0.75
coefficiente fac _y	fac _{My}	0.055	0.090
coefficiente fac _{Vy}	fac _{Vy}	0.483	0.551

Momento flettente in direzione verticale	M _y max	kNm	205.6
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _y max	kN	194.5

Effetti dovuti ai sovraccarichi accidentali

larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} in sommità	b ₁	m	2.40
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} in sommità	a ₁	m	3.10
larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} alla base	b ₂	m	6.37
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} alla base	a ₂	m	7.07
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} in sommità	sh ₁	kPa	34.4
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} alla base	sh ₂	kPa	5.7

pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	20.0
direzione orizzontale	γ	0.50	0.75
coefficiente fac _x	fac _{Mx}	0.430	0.351
coefficiente fac _{Vx}	fac _{Vx}	1.114	1.043

Momento flettente in direzione orizzontale	M _x max	kNm	176.5
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _x band	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _x max	kN	103.8
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _x band	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.50	0.75
coefficiente fac _x	fac _{My}	0.105	0.208
coefficiente fac _{Vy}	fac _{Vy}	0.974	1.129

Momento flettente in direzione verticale	M _y max	kNm	176.9
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _y max	kN	151.1

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto****Effetti dovuti al sisma**

forza inerziale	q1	kN/mq	2.74
incremento di spinta delle terre	q2	kN/mq	13.5
pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	16.3
direzione orizzontale	γ	0.50	0.75
coefficiente facx	facMx	0.430	0.351
coefficiente facVx	facVx	1.114	1.043

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	143.4
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	84.3
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.50	0.75	0.70
coefficiente facx	facMy	0.105	0.208	0.187
coefficiente facVy	facVy	0.974	1.129	1.098

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	143.7
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	122.8

Riepilogo sollecitazioni sul muro

Condizione	Mx kNm	My kNm	Vx kN	Vy kN
Spinta del terreno	116.5	205.6	89.5	194.5
Spinta sovraccarichi accidentali	176.5	176.9	103.8	151.1
Spinta dovuta al sisma	143.4	143.7	84.3	122.8

Armatura zona tesa - dir. Orizzontale**sezione di larghezza unitaria**

	passo cm	n.barre 1.0/pass	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	20	0.072	3142
secondo strato	0	0	20	0.122	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.072	3142

Armatura zona tesa - dir. Verticale**sezione di larghezza unitaria**

	passo cm	n.barre 1.0/pass	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	24	0.094	4524
secondo strato	0	0	24	0.148	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.094	4524

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Spinta del terreno	1.35	1.00
Spinta sovraccarichi accidentali	1.35	0.00
Spinta dovuta al sisma	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR

Combinazione	Mx kNm	My kNm	Vx kN	Vy kN
SLU-STR	395.6	516.4	261.0	466.6
SLU-SIS	259.9	349.3	173.9	317.3

Armatura minima richiesta in dir. Orizzontale

Armatura effettivamente adottata:

Momento Resistente dir. Orizzontale

Coefficiente di utilizzo

Afh_min mmq/ml 1210

Afs mmq 3142

MR_h kNm/ml 1027

c.u. 39%

OK!

OK!

Armatura minima richiesta in dir. Verticale

Armatura effettivamente adottata:

Momento Resistente dir. Verticale

Coefficiente di utilizzo

Afh_min mmq/ml 1618

Afs mmq 4524

MR_v kNm/ml 1443

c.u. 36%

OK!

OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto****VERIFICHE SLE-RARA**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-RARA		
Spinta del terreno		1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali		1.00	
Spinta dovuta al sisma		0.00	
Combinazioni SLE-RARA		Mx	My
Combinazione		kNm	kNm
SLE-RARA		293.0	382.5
Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	112
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	104
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360
coefficiente di utilizzo armature orizzontali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		31% OK!
coefficiente di utilizzo armature verticali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		29% OK!

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-FRE		
Spinta del terreno		1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali		0.75	
Spinta dovuta al sisma		0.00	
Combinazioni SLE-FREQUENTE		Mx	My
Combinazione		kNm	kNm
SLE-FRE		248.9	338.3
Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	95
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	92
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30 w2
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)	σ_{slim}	MPa	222
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		43% OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 (arm.verticale)	σ_{slim}	MPa	204
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		45% OK!

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni		
	SLE-QP		
Spinta del terreno		1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali		0.00	
Spinta dovuta al sisma		0.00	
Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE		Mx	My
Combinazione		kNm	kNm
SLE-QP		116.5	205.6
Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	44
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	56
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20 w1
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)	σ_{slim}	MPa	182
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		24% OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 (arm.verticale)	σ_{slim}	MPa	164
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		34% OK!

LAVORO: SS130 - PO01 - SPALLA SPA - 3TRAVI
 Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti

			Zattera - Mensola				
Sollecitazioni di calcolo	Var	unità	posteriore	Mfron	Paragliaia	Mrisv_h	Mrisv_v
Taglio di calcolo	V_{Ed}	kN	363.4	414.0	131.3	261.0	466.6
Dati							
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	30	40	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	25	32	32	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	14.2	18.1	18.1	18.1	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3
Caratteristiche geometriche sezione							
Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	2.00	1.80	0.60	0.60	1.00
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	2.00	1.80	0.60	0.60	1.00
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
copriferro	c	m	0.089	0.110	0.086	0.072	0.094
altezza utile della sezione	d	m	1.91	1.69	0.51	0.53	0.91
Compressione agente nella sezione							
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio							
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata							
Coefficiente k	Asl	mmq	5309	7964	3142	3142	4524
vmin	k	m	1.32	1.34	1.62	1.62	1.47
rapporto geometrico di armatura longitudinale	vmin		0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
tensione media di compressione nella sezione	ρ_1		0.00278	0.00471	0.00611	0.00595	0.00499
	σ_{cp}	Mpa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	579.1	673.5	269.8	273.3	402.5
			OK	OK	OK	OK	N.V.
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio							
<i>Verifica del conglomerato</i>							
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rod}	kN	8121.8	9195.4	2796.2	2872.3	4928.6
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>							
diametro staffe	fsw	mm	24	12	10	12	12
passo staffe	scp	m	1.20	0.40	0.40	0.20	0.20
numero di bracci	nb		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	1131	283	196	283	283
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	90	90	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0	0	0	0	0
coefficiente alpha	α_c		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rsd}	kN	1585.8	1052.0	222.2	657.2	1127.8
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	4200.7	4756.0	1446.2	1485.6	2549.2
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1585.8	1052.0	222.2	657.2	1127.8
			OK	OK	OK	OK	OK

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**32 ALLEGATO 19 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER
 CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI
 ASSIALI**

LAVORO: SS130 IGLESIENTE **OPERA: PO01** **ALLINEAMENTI: SPALLE - PILE**
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:
Rcd = Rbd + Rsd - Wp
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:
Rtd = 0.7 Rsd + Wp
 in cui:
 Rbd = Rbk / γb; Resistenza alla base di progetto
 Rsd = Rsk / γs; Resistenza laterale di progetto
 Rbk = Min [(Rbc,cal)_{media} / ξ3; (Rbc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Min [(Rsc,cal)_{media} / ξ3; (Rsc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza laterale caratteristica
 Rsc,calc = Qb; Resistenza alla base di calcolo
 Rsc,calc = Qs; Resistenza laterale di calcolo
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

I Coefficienti parziali γR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γb	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Peso del palo
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:
 Wp(z) = (γcls - γnat) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:
 Qb = qb x Ab
 dove:
 Ab: Area della superficie di base del palo
 qb: resistenza unitaria alla base approsso specificata per terreni coesivi e granulari
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)
 dove:
 As: Area della superficie laterale del palo
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato
 dzi: altezza dell'iesimo strato

Terreni coesivi (c<>0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali
Resistenza unitaria alla base
 La resistenza alla base viene espressa come:
 qb = σv + 9 cu
Resistenza laterale unitaria
 qs = α cu con:
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [Viggiani]

cu (kPa)	α
<=25	0.7
25 + 70	0.7 - 0.008(cu - 25)
>70	0.35

In ogni caso non viene superato il valore limite di:
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci
Resistenza unitaria alla base
 In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:
 qb = Nq* x σ'v con:
 Nq*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:
 qbmax1 = Nspt x αN con:
 αN = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose
 [Cwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella
 Ghiaie: qb,max = 7500 kPa
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa
Resistenza laterale unitaria
 ql = β σ'v con:
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z^{0.34} >= 0.25 per i depositi sabbiosi
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z^{0.75} >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):
 qsmax = 3 x Nspt per Nspt <= 53
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt per Nspt > 53

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m ²	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	γp	25.00

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

	kPa	σvi	
Tensione totale in testa palo			91.0
Tensione efficace in testa palo		σ'v1	91.0

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	5.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	5.00

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

	MEDI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	MEDI
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	2
coefficiente ξ	1.65

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.) **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud kPa	φ'd deg	γ kN/m ³	Nspt MED	ql,max kPa	αN	Nspt*αN	qp,max kPa	Nspt MIN
1	G	0.0	15.0	G		37	1.00	1.00	0.0	37.0	18.2	34	102	150	2250	2250	15
2	A-SAM	15.0	50.0	SL		28	1.00	1.00	0.0	28.0	19.5	25	75	85	680	680	8
3																	
4																	
5																	
6																	

Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL sabbie limose

LAVORO: SS130 IGLESIENTE

OPERA: PO01

ALLINEAMENTI:

SPALLE - PILE

RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE

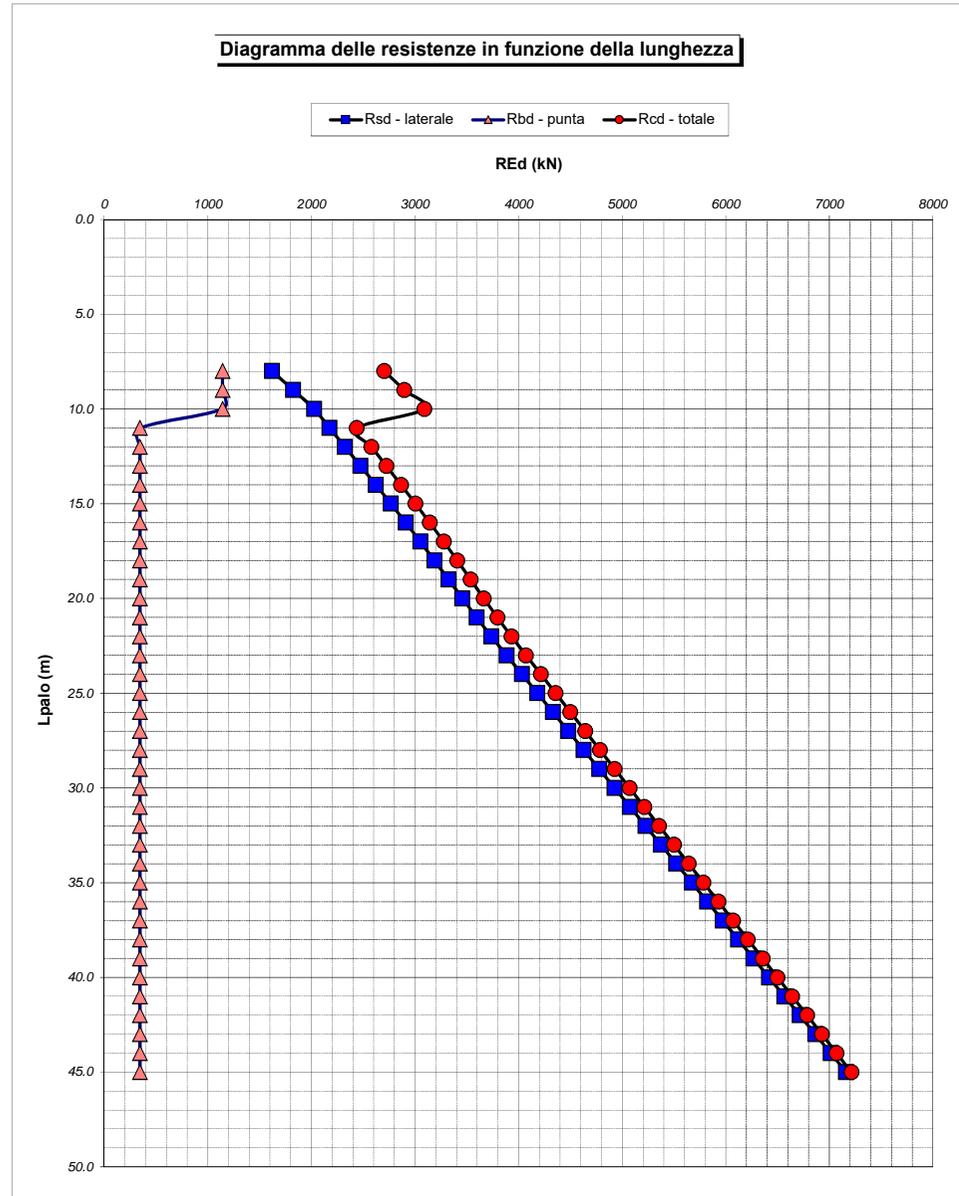
VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:

MEDI

Unità	z m	Lp (m)	cud kPa	ϕ' d deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	qa kPa	σ_v kPa	σ'_v kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	5.0	0.0			18.2	18.2		91.0	91.0												0		
1	6.0	1.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	109.2	99.4	1.425	102	102.0	385	23.7		2250	2250.0	2545	203	1142	8	1337	150
1	7.0	2.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	127.4	107.8	1.354	102	102.0	769	23.5		2250	2250.0	2545	405	1142	15	1532	299
1	8.0	3.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	145.6	116.2	1.286	102	102.0	1154	23.4		2250	2250.0	2545	608	1142	23	1727	449
1	9.0	4.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	163.8	124.6	1.221	102	102.0	1538	23.3		2250	2250.0	2545	811	1142	31	1922	598
1	10.0	5.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	182.0	133.0	1.156	102	102.0	1923	23.2		2250	2250.0	2545	1013	1142	38	2117	748
1	11.0	6.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	200.2	141.3	1.094	102	102.0	2307	23.0		2250	2250.0	2545	1216	1142	46	2312	897
1	12.0	7.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	218.4	149.7	1.033	102	102.0	2692	22.9		2250	2250.0	2545	1419	1142	54	2507	1047
1	13.0	8.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	236.6	158.1	0.973	102	102.0	3076	22.8		2250	2250.0	2545	1621	1142	62	2702	1196
1	14.0	9.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	254.8	166.5	0.914	102	102.0	3461	22.7		2250	2250.0	2545	1824	1142	69	2897	1346
1	15.0	10.0	0.0	37.0	18.2	8.4	0.0	273.0	174.9	0.857	102	102.0	3845	22.5		2250	2250.0	2545	2027	1142	77	3092	1495
2	16.0	11.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	292.5	184.6	0.422	75	75.0	4128	7.1		680	680.0	769	2176	345	83	2438	1606
2	17.0	12.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	312.0	194.3	0.399	75	75.0	4411	7.1		680	680.0	769	2325	345	89	2580	1717
2	18.0	13.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	331.5	204.0	0.378	75	75.0	4694	7.1		680	680.0	769	2474	345	96	2723	1827
2	19.0	14.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	351.0	213.7	0.357	75	74.6	4975	7.1		680	680.0	769	2622	345	102	2865	1937
2	20.0	15.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	370.5	223.4	0.337	75	73.6	5252	7.1		680	680.0	769	2768	345	108	3005	2046
2	21.0	16.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	390.0	233.0	0.317	75	72.5	5525	7.1		680	680.0	769	2912	345	114	3143	2153
2	22.0	17.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	409.5	242.7	0.299	75	71.0	5793	7.1		680	680.0	769	3053	345	120	3278	2258
2	23.0	18.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	429.0	252.4	0.280	75	69.4	6055	7.1		680	680.0	769	3191	345	127	3410	2360
2	24.0	19.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	448.5	262.1	0.263	75	67.5	6309	7.0		680	680.0	769	3325	345	133	3538	2460
2	25.0	20.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	468.0	271.8	0.250	75	66.7	6561	7.0		680	680.0	769	3458	345	139	3664	2560
2	26.0	21.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	487.5	281.5	0.250	75	69.2	6822	7.0		680	680.0	769	3595	345	145	3795	2662
2	27.0	22.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	507.0	291.2	0.250	75	71.6	7092	7.0		680	680.0	769	3737	345	152	3931	2768
2	28.0	23.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	526.5	300.9	0.250	75	74.0	7371	7.0		680	680.0	769	3884	345	158	4072	2877
2	29.0	24.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	546.0	310.6	0.250	75	75.0	7653	7.0		680	680.0	769	4033	345	164	4215	2987
2	30.0	25.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	565.5	320.3	0.250	75	75.0	7936	7.0		680	680.0	769	4182	345	170	4357	3098
2	31.0	26.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	585.0	329.9	0.250	75	75.0	8219	7.0		680	680.0	769	4331	345	176	4500	3208
2	32.0	27.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	604.5	339.6	0.250	75	75.0	8502	7.0		680	680.0	769	4480	345	183	4643	3319
2	33.0	28.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	624.0	349.3	0.250	75	75.0	8784	7.0		680	680.0	769	4629	345	189	4786	3429
2	34.0	29.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	643.5	359.0	0.250	75	75.0	9067	7.0		680	680.0	769	4778	345	195	4929	3540
2	35.0	30.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	663.0	368.7	0.250	75	75.0	9350	7.0		680	680.0	769	4927	345	201	5071	3651
2	36.0	31.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	682.5	378.4	0.250	75	75.0	9633	6.9		680	680.0	769	5076	345	208	5214	3761
2	37.0	32.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	702.0	388.1	0.250	75	75.0	9915	6.9		680	680.0	769	5225	345	214	5357	3872
2	38.0	33.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	721.5	397.8	0.250	75	75.0	10198	6.9		680	680.0	769	5374	345	220	5500	3982
2	39.0	34.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	741.0	407.5	0.250	75	75.0	10481	6.9		680	680.0	769	5523	345	226	5643	4093
2	40.0	35.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	760.5	417.2	0.250	75	75.0	10764	6.9		680	680.0	769	5672	345	232	5785	4203
2	41.0	36.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	780.0	426.8	0.250	75	75.0	11046	6.9		680	680.0	769	5822	345	239	5928	4314
2	42.0	37.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	799.5	436.5	0.250	75	75.0	11329	6.9		680	680.0	769	5971	345	245	6071	4424
2	43.0	38.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	819.0	446.2	0.250	75	75.0	11612	6.9		680	680.0	769	6120	345	251	6214	4535
2	44.0	39.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	838.5	455.9	0.250	75	75.0	11895	6.9		680	680.0	769	6269	345	257	6356	4645
2	45.0	40.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	858.0	465.6	0.250	75	75.0	12177	6.9		680	680.0	769	6418	345	264	6499	4756
2	46.0	41.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	877.5	475.3	0.250	75	75.0	12460	6.9		680	680.0	769	6567	345	270	6642	4866
2	47.0	42.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	897.0	485.0	0.250	75	75.0	12743	6.9		680	680.0	769	6716	345	276	6785	4977
2	48.0	43.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	916.5	494.7	0.250	75	75.0	13026	6.9		680	680.0	769	6865	345	282	6928	5087
2	49.0	44.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	936.0	504.4	0.250	75	75.0	13308	6.9		680	680.0	769	7014	345	288	7070	5198
2	50.0	45.0	0.0	28.0	19.5	9.7	0.0	955.5	514.1	0.250	75	75.0	13591	6.9		680	680.0	769	7163	345	295	7213	5308

LAVORO: SS130 IGLESIENTE
 OPERA: PO01
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: SPALLE - PILE
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ecd (kN)	c.u.c	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SPALLE	27.0	4480	345	4643	3088	67%	3319	0	0%
PILE	32.0	5225	345	5357	3528	66%	3872	0	0%

RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$$

in cui:

n_{pali} :

η

R_{cd} è il numero complessivo di pali presenti nella palificata
 efficienza della palificata

L'efficienza della palificata η (Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione)

Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse- Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$$

nella quale:

i

d

m

n

interasse tra i pali
 diametro dei pali
 numero di file
 numero massimo di pali in ciascuna fila

RESISTENZA DELLA PALIFICATA

ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	n_{pali}	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SPALLE	1.20	3.60	18	3	6	0.69	57896	45364	78%
PILE	1.20	3.60	14	2	7	0.72	54149	45132	83%

LAVORO: SS130 IGLESIENTE OPERA: PO01 ALLINEAMENTI: SPALLE - PILE
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:
Rcd = Rbd + Rsd - Wp
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:
Rtd = 0.7 Rsd + Wp
 in cui:
 Rbd = Rbk / γb; Resistenza alla base di progetto
 Rsd = Rsk / γs; Resistenza laterale di progetto
 Rbk = Min [(Rbc,cal)_{media} / ξ3; (Rbc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Min [(Rsc,cal)_{media} / ξ3; (Rsc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza laterale caratteristica
 Rsc,calc = Qb; Resistenza alla base di calcolo
 Rsc,calc = Qs; Resistenza laterale di calcolo
 Wp: peso proprio del palo allgerito

I Coefficienti parziali γR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γb	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Peso del palo
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:
 Wp(z) = (γcls - γnat) Ap Δz

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:
 Qb = qb x Ab
 dove:
 Ab: Area della superficie di base del palo
 qb: resistenza unitaria alla base approsso specificata per terreni coesivi e granulari
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)
 dove:
 As: Area della superficie laterale del palo
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato
 dzi: altezza dell'iesimo strato

Terreni coesivi (c<>0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali
Resistenza unitaria alla base
 La resistenza alla base viene espressa come:
 qb = σv + 9 cu
Resistenza laterale unitaria
 qs = α cu con:
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [Viggiani]

cu (kPa)	α
<=25	0.7
25 + 70	0.7 - 0.008(cu - 25)
>70	0.35

In ogni caso non viene superato il valore limite di:
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci
Resistenza unitaria alla base
 In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:
 qb = Nq* x σ'v con:
 Nq*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:
 qbmax1 = Nspt x αN con:
 αN = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose
 [Cwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)]
 e dalla seguente tabella

Ghiaie:	qb,max = 7500 kPa
Sabbie:	qb,max = 5800 kPa
Sabbie limose:	qb,max = 4300 kPa

Resistenza laterale unitaria
 ql = β σ'v con:
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z^{0.34} >= 0.25 per i depositi sabbiosi
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z^{0.75} >= 0.25 per i depositi sabbioso-gliaiosi e ghiaiosi
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):
 qsmax = 3 x Nspt per Nspt <= 53
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt per Nspt > 53

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m ²	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	γp	25.00

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	5.00
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	5.00

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

Tensione totale in testa palo	kPa	σvi	85.0
Tensione efficace in testa palo	kPa	σ'v1	85.0

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	MINIMI
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	2
coefficiente ξ	1.55

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.)

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	COMBINAZIONE M1												
					cuk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud kPa	φ'd deg	γ kn/m ³	Nspt MED	ql,max kPa	αN	Nspt*αN	qp,max kPa	Nspt MIN
1	G	0.0	15.0	G		28	1.00	1.00	0.0	28.0	17.0	34	102	150	2250	2250	15
2	A-SAM	15.0	50.0	SL		23	1.00	1.00	0.0	23.0	17.1	25	75	85	680	680	8
3																	
4																	
5																	
6																	

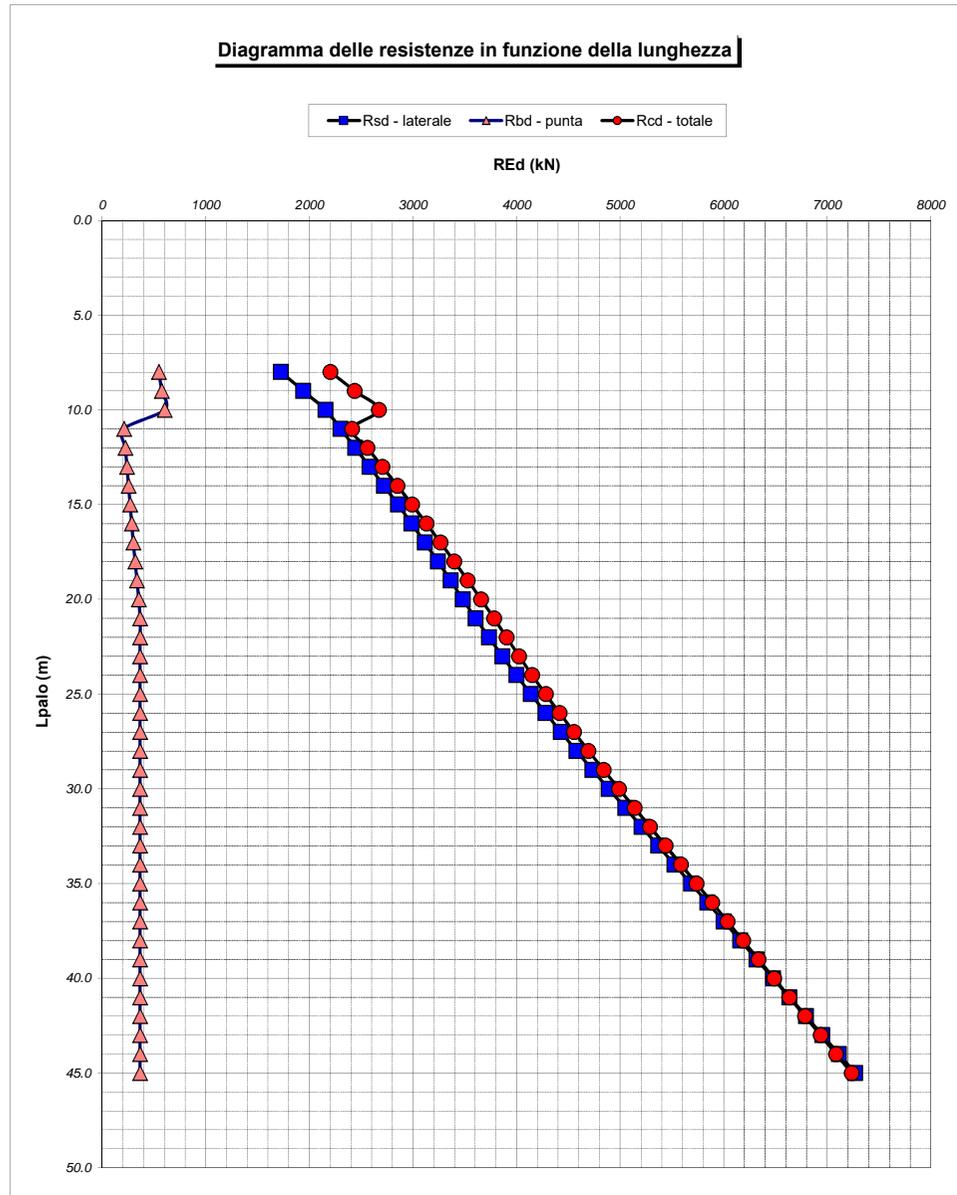
Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL sabbie limose

LAVORO: SS130 IGLESIENTE OPERA: PO01 ALLINEAMENTI: SPALLE - PILE
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI

Unità	z m	Lp (m)	cud kPa	ϕ'd deg	γ kN/m³	γ' kN/m³	qa kPa	σv kPa	σ'v kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq*	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	5.0	0.0			17.0	17.0		85.0	85.0														0
1	6.0	1.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	102.0	92.2	1.425	102	102.0	385	7.2		2250	662.9	750	216	358	9	565	160
1	7.0	2.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	119.0	99.4	1.354	102	102.0	769	7.2		2250	713.8	807	431	386	18	799	320
1	8.0	3.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	136.0	106.6	1.286	102	102.0	1154	7.2		2250	764.6	865	647	413	27	1033	480
1	9.0	4.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	153.0	113.8	1.221	102	102.0	1538	7.2		2250	815.2	922	863	441	36	1267	640
1	10.0	5.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	170.0	121.0	1.156	102	102.0	1923	7.2		2250	865.8	979	1079	468	45	1501	800
1	11.0	6.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	187.0	128.1	1.094	102	102.0	2307	7.2		2250	916.2	1036	1294	495	54	1735	960
1	12.0	7.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	204.0	135.3	1.033	102	102.0	2692	7.1		2250	966.5	1093	1510	522	63	1969	1120
1	13.0	8.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	221.0	142.5	0.973	102	102.0	3076	7.1		2250	1016.8	1150	1726	550	72	2203	1280
1	14.0	9.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	238.0	149.7	0.914	102	102.0	3461	7.1		2250	1066.8	1207	1942	577	81	2437	1441
1	15.0	10.0	0.0	28.0	17.0	7.2	0.0	255.0	156.9	0.857	102	102.0	3845	7.1		2250	1116.8	1263	2157	604	90	2670	1601
2	16.0	11.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	272.1	164.2	0.422	75	67.7	4101	2.4		680	391.6	443	2301	212	99	2413	1710
2	17.0	12.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	289.2	171.5	0.399	75	67.0	4353	2.4		680	417.9	473	2442	226	108	2560	1818
2	18.0	13.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	306.3	178.8	0.378	75	66.2	4603	2.5		680	445.0	503	2582	241	117	2706	1925
2	19.0	14.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	323.4	186.1	0.357	75	65.1	4848	2.5		680	472.9	535	2720	256	126	2849	2030
2	20.0	15.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	340.5	193.4	0.337	75	63.9	5089	2.6		680	501.5	567	2855	271	135	2991	2134
2	21.0	16.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	357.6	200.6	0.317	75	62.5	5325	2.6		680	530.9	600	2987	287	144	3130	2235
2	22.0	17.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	374.7	207.9	0.299	75	61.0	5555	2.7		680	561.1	635	3117	303	153	3267	2335
2	23.0	18.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	391.8	215.2	0.280	75	59.3	5779	2.8		680	592.0	670	3242	320	162	3400	2431
2	24.0	19.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	408.9	222.5	0.263	75	57.5	5995	2.8		680	623.7	705	3364	337	171	3530	2525
2	25.0	20.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	426.0	229.8	0.250	75	55.5	6209	2.9		680	656.1	742	3483	355	180	3658	2618
2	26.0	21.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	443.1	237.1	0.250	75	58.4	6429	2.9		680	680.0	769	3607	368	189	3785	2713
2	27.0	22.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	460.2	244.4	0.250	75	60.2	6656	3.0		680	680.0	769	3734	368	198	3904	2811
2	28.0	23.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	477.3	251.7	0.250	75	62.0	6889	3.0		680	680.0	769	3865	368	207	4026	2912
2	29.0	24.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	494.4	259.0	0.250	75	63.8	7130	3.1		680	680.0	769	4000	368	216	4152	3016
2	30.0	25.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	511.5	266.3	0.250	75	65.7	7377	3.1		680	680.0	769	4139	368	224	4282	3122
2	31.0	26.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	528.6	273.5	0.250	75	67.5	7632	3.2		680	680.0	769	4281	368	233	4416	3230
2	32.0	27.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	545.7	280.8	0.250	75	69.3	7893	3.2		680	680.0	769	4428	368	242	4553	3342
2	33.0	28.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	562.8	288.1	0.250	75	71.1	8161	3.3		680	680.0	769	4578	368	251	4695	3456
2	34.0	29.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	579.9	295.4	0.250	75	72.9	8436	3.3		680	680.0	769	4733	368	260	4840	3573
2	35.0	30.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	597.0	302.7	0.250	75	74.8	8718	3.4		680	680.0	769	4891	368	269	4989	3693
2	36.0	31.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	614.1	310.0	0.250	75	75.0	9001	3.4		680	680.0	769	5049	368	278	5139	3813
2	37.0	32.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	631.2	317.3	0.250	75	75.0	9283	3.5		680	680.0	769	5208	368	287	5289	3933
2	38.0	33.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	648.3	324.6	0.250	75	75.0	9566	3.5		680	680.0	769	5367	368	296	5438	4053
2	39.0	34.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	665.4	331.9	0.250	75	75.0	9849	3.6		680	680.0	769	5525	368	305	5588	4173
2	40.0	35.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	682.5	339.2	0.250	75	75.0	10132	3.6		680	680.0	769	5684	368	314	5738	4293
2	41.0	36.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	699.6	346.4	0.250	75	75.0	10414	3.6		680	680.0	769	5843	368	323	5887	4413
2	42.0	37.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	716.7	353.7	0.250	75	75.0	10697	3.6		680	680.0	769	6001	368	332	6037	4533
2	43.0	38.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	733.8	361.0	0.250	75	75.0	10980	3.6		680	680.0	769	6160	368	341	6187	4653
2	44.0	39.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	750.9	368.3	0.250	75	75.0	11263	3.6		680	680.0	769	6318	368	350	6336	4772
2	45.0	40.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	768.0	375.6	0.250	75	75.0	11545	3.6		680	680.0	769	6477	368	359	6486	4892
2	46.0	41.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	785.1	382.9	0.250	75	75.0	11828	3.6		680	680.0	769	6636	368	367	6636	5012
2	47.0	42.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	802.2	390.2	0.250	75	75.0	12111	3.6		680	680.0	769	6794	368	376	6785	5132
2	48.0	43.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	819.3	397.5	0.250	75	75.0	12394	3.6		680	680.0	769	6953	368	385	6935	5252
2	49.0	44.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	836.4	404.8	0.250	75	75.0	12676	3.6		680	680.0	769	7112	368	394	7085	5372
2	50.0	45.0	0.0	23.0	17.1	7.3	0.0	853.5	412.1	0.250	75	75.0	12959	3.6		680	680.0	769	7270	368	403	7235	5492

LAVORO: SS130 IGLESIENTE OPERA: PO01
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: SPALLE - PILE
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SPALLE	27.0	4428	368	4553	3088	68%	3342	0	0%
PILE	32.0	5208	368	5289	3528	67%	3933	0	0%

RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA

La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo $R_{cd,gr}$ viene determinata in base alla seguente espressione:
 $R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$
 in cui:
 n_{pali} :
 η
 R_{cd} è il numero complessivo di pali presenti nella palificata
 efficienza della palificata

L'efficienza della η Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione
 Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse- Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m - 1)n + (n - 1)m}{\pi/2 \quad m \quad n}$$

nella quale:
 i interasse tra i pali
 d diametro dei pali
 m numero di file
 n numero massimo di pali in ciascuna fila

RESISTENZA DELLA PALIFICATA									
ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SPALLE	1.20	3.60	18	3	6	0.69	56776	45364	80%
PILE	1.20	3.60	14	2	7	0.72	53458	45132	84%

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

**33 ALLEGATO 20 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER
 CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI
 TRASVERSALI**

LAVORO: SS130
RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI

OPERA: PO01
ALLINEAMENTI: SPALLE-PILE

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi trasversali Rtr,d è pari a:

Rtr,d = Rtr,k / γT: Resistenza ai carichi trasversali di progetto
 Rtr,k = Min [(Rtr,cal)media / ξ3; (Rtr,cal)min / ξ4] Resistenza ai carichi trasversali caratteristica
 Rtr,calc = Hlim: Resistenza ai carichi trasversali di calcolo

Il coefficiente parziale γT per verifiche SLU di pali soggetti ad azioni trasversali è pari a:

Coefficiente parziale (R3) γT 1.30

La resistenza ai carichi trasversali di calcolo è valutata in accordo a Broms (1984):

Terreni coesivi:

palo corto: Hlim = 9 cu D (L - 1.5 D)
 palo intermedio: Hlim = -9 cu D² (L/D + 1.5) + 9 cu D² (2 (L/D)² + 4/9 My / (cu D³) + 4.5)^{0.5}
 palo lungo: Hlim = -13.5 cu D² + cu D² (182.25 + 36 My / (cu D³))^{0.5}

Terreni incoerenti:

palo corto: Hlim = 1.5 L² Kp γ' D
 palo intermedio: Hlim = 0.5 L² Kp γ' D + My / L
 palo lungo: Hlim = Kp γ' D³ ((3.681 My / (Kp γ' D⁴))²)^{1/3}

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

Diametro del palo	D	m	1.20
Lunghezza minima del palo	L	m	27.00

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	2
coefficiente ξ3	1.65
coefficiente ξ4	1.55

PARAMETRI GEOTECNICI

DESCRIZIONE	TERRENI COESIVI		TERRENI INCOERENTI					
	cu,med kPa	cu,min kPa	γ',med kN/m ³	φ',med deg	kp,med	γ',min kN/m ³	φ',min deg	kp,min
G			18.2	37.0	4.02	17.0	28.0	2.77

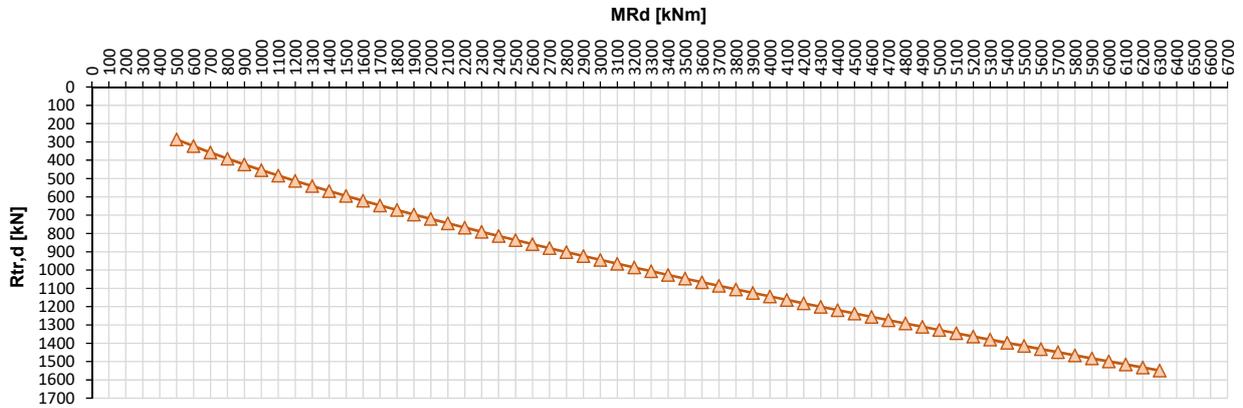
* Per terreni incoerenti impostare cu,med = cu,min = ""

My=MRd (kNm)	PARAMETRI MEDI					PARAMETRI MINIMI					
	palo corto		palo intermedio		palo lungo	palo corto		palo intermedio		palo lungo	Rtr,d (kN)
	Hlim1,med (kN)	Hlim2,med (kN)	Hlim3,med (kN)	Hlim (kN)	Rtr,d,med (kN)	Hlim1,min (kN)	Hlim2,min (kN)	Hlim3,min (kN)	Hlim (kN)	Rtr,d,min (kN)	
500	96072	32043	668	668	311	61788	20614	576	576	286	286
600	96072	32046	754	754	351	61788	20618	651	651	323	323
700	96072	32050	836	836	390	61788	20622	721	721	358	358
800	96072	32054	913	913	426	61788	20626	788	788	391	391
900	96072	32057	988	988	461	61788	20629	853	853	423	423
1000	96072	32061	1060	1060	494	61788	20633	915	915	454	454
1100	96072	32065	1129	1129	527	61788	20637	975	975	484	484
1200	96072	32069	1197	1197	558	61788	20640	1033	1033	513	513
1300	96072	32072	1262	1262	589	61788	20644	1090	1090	541	541
1400	96072	32076	1326	1326	618	61788	20648	1145	1145	568	568
1500	96072	32080	1389	1389	647	61788	20651	1199	1199	595	595
1600	96072	32083	1450	1450	676	61788	20655	1251	1251	621	621
1700	96072	32087	1510	1510	704	61788	20659	1303	1303	647	647
1800	96072	32091	1568	1568	731	61788	20663	1354	1354	672	672
1900	96072	32095	1626	1626	758	61788	20666	1403	1403	696	696
2000	96072	32098	1682	1682	784	61788	20670	1452	1452	721	721
2100	96072	32102	1738	1738	810	61788	20674	1500	1500	745	745
2200	96072	32106	1793	1793	836	61788	20677	1547	1547	768	768
2300	96072	32109	1847	1847	861	61788	20681	1594	1594	791	791
2400	96072	32113	1900	1900	886	61788	20685	1640	1640	814	814
2500	96072	32117	1952	1952	910	61788	20688	1685	1685	836	836
2600	96072	32120	2004	2004	934	61788	20692	1730	1730	858	858
2700	96072	32124	2055	2055	958	61788	20696	1774	1774	880	880
2800	96072	32128	2105	2105	982	61788	20700	1817	1817	902	902
2900	96072	32132	2155	2155	1005	61788	20703	1860	1860	923	923
3000	96072	32135	2205	2205	1028	61788	20707	1903	1903	944	944
3100	96072	32139	2253	2253	1050	61788	20711	1945	1945	965	965
3200	96072	32143	2301	2301	1073	61788	20714	1987	1987	986	986
3300	96072	32146	2349	2349	1095	61788	20718	2028	2028	1006	1006
3400	96072	32150	2396	2396	1117	61788	20722	2069	2069	1027	1027
3500	96072	32154	2443	2443	1139	61788	20726	2109	2109	1047	1047
3600	96072	32157	2489	2489	1161	61788	20729	2149	2149	1066	1066
3700	96072	32161	2535	2535	1182	61788	20733	2188	2188	1086	1086
3800	96072	32165	2581	2581	1203	61788	20737	2228	2228	1106	1106
3900	96072	32169	2626	2626	1224	61788	20740	2267	2267	1125	1125

LAVORO: SS130 **OPERA: PO01**
RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI **ALLINEAMENTI: SPALLE-PILE**

4000	96072	32172	2671	2671	1245	61788	20744	2305	2305	1144	1144
4100	96072	32176	2715	2715	1266	61788	20748	2343	2343	1163	1163
4200	96072	32180	2759	2759	1286	61788	20751	2381	2381	1182	1182
4300	96072	32183	2803	2803	1307	61788	20755	2419	2419	1201	1201
4400	96072	32187	2846	2846	1327	61788	20759	2456	2456	1219	1219
4500	96072	32191	2889	2889	1347	61788	20763	2494	2494	1237	1237
4600	96072	32195	2931	2931	1367	61788	20766	2530	2530	1256	1256
4700	96072	32198	2974	2974	1386	61788	20770	2567	2567	1274	1274
4800	96072	32202	3016	3016	1406	61788	20774	2603	2603	1292	1292
4900	96072	32206	3058	3058	1425	61788	20777	2639	2639	1310	1310
5000	96072	32209	3099	3099	1445	61788	20781	2675	2675	1328	1328
5100	96072	32213	3140	3140	1464	61788	20785	2711	2711	1345	1345
5200	96072	32217	3181	3181	1483	61788	20788	2746	2746	1363	1363
5300	96072	32220	3222	3222	1502	61788	20792	2781	2781	1380	1380
5400	96072	32224	3262	3262	1521	61788	20796	2816	2816	1397	1397
5500	96072	32228	3302	3302	1540	61788	20800	2850	2850	1415	1415
5600	96072	32232	3342	3342	1558	61788	20803	2885	2885	1432	1432
5700	96072	32235	3382	3382	1577	61788	20807	2919	2919	1449	1449
5800	96072	32239	3421	3421	1595	61788	20811	2953	2953	1466	1466
5900	96072	32243	3460	3460	1613	61788	20814	2987	2987	1482	1482
6000	96072	32246	3499	3499	1631	61788	20818	3021	3021	1499	1499
6100	96072	32250	3538	3538	1650	61788	20822	3054	3054	1516	1516
6200	96072	32254	3577	3577	1668	61788	20826	3087	3087	1532	1532
6300	96072	32257	3615	3615	1685	61788	20829	3121	3121	1549	1549

Resistenza di progetto del palo singolo alle azioni trasversali
Palo impedito di ruotare in testa (incastro)



ALLINEAMENTO	PALO SINGOLO				PALIFICATA						
	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	η (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
SPA	3454.4	1027	765.0	75%	3805.0	1106	18.0	80%	15920	13770.0	86%
PILE	2181.4	745	162.0	22%	2314.3	791	6.0	80%	3797	972.0	26%

S.S. 130 "Iglesiente" Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA316351	<i>Relazione tecnica e di calcolo PO01 – Ponte Riu Sestu - Elmas</i>	

34 ALLEGATO 21 – FONDAZIONI SU PALI – CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL PALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA

CALCOLO DEI CEDIMENTI - METODO DI POULOS - FLOATING PILE

LAVORO: SS130 PO01 - PALI Dn1200 SPALLE

CEDIMENTI DEL PALO SINGOLO

Dati	var	unità	
Diametro del fusto del palo	D	m	1.20
Diametro della base del palo	Db	m	1.20
Lunghezza del palo	L	m	27.00
Modulo elastico del palo	Ep	Mpa	31476
Spessore dello strato	h	m	1000000

Modulo elastico del terreno lungo il fusto

Strato n.	Da (m)	A (m)	sp. (m)	Esi (Mpa)	Esi x sp.	n	n x sp.
1	0.00	10.00	10.00	86.0	860	0.30	3
2	10.00	27.00	17.00	124.0	2108	0.30	3
3							
4							
5							
6							
7							
8							
			27.00		2968		6

G
A-SAM

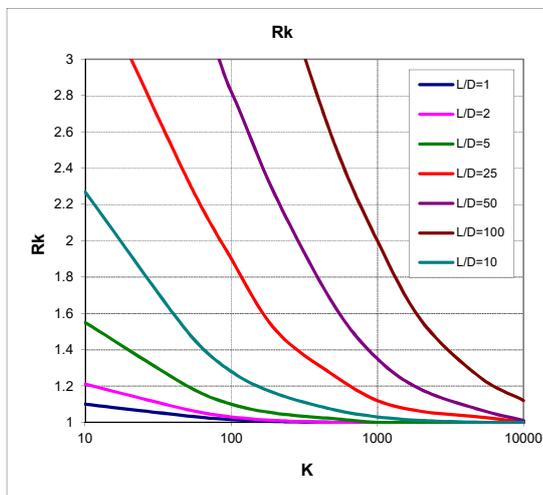
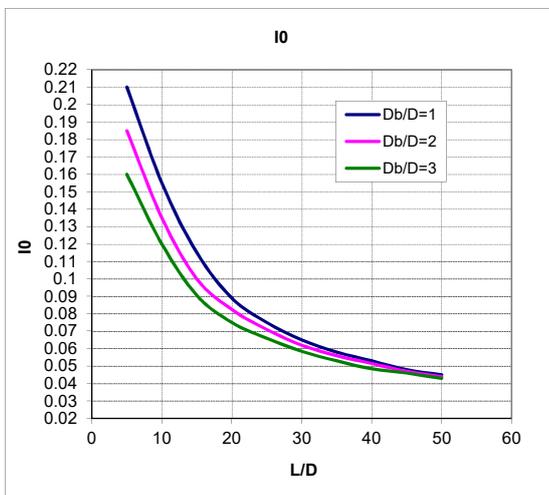
Modulo elastico medio lungo il fusto	Es	Mpa	110
Modulo di Poisson	ns		0.22

Fattore di influenza I0

Rapporto Db/D	Db/D	1.0
Rapporto L/D	L/D	22.5
Fattore di influenza I0	I0	0.082

Fattore correttivo Rk (compressibilità del palo)

Rapporto L/D	L/D	22.5
Rapporto di rigidezza	K	286
Fattore correttivo Rn		1.39

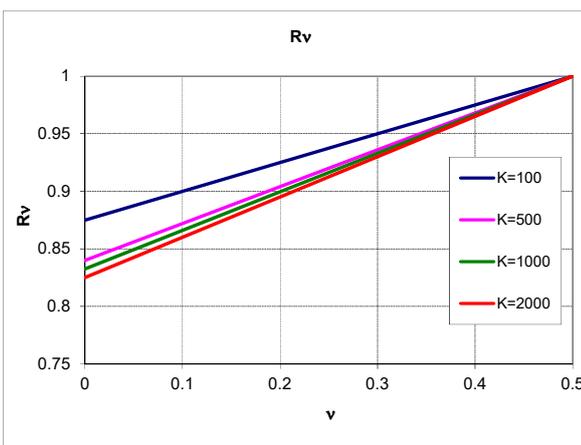
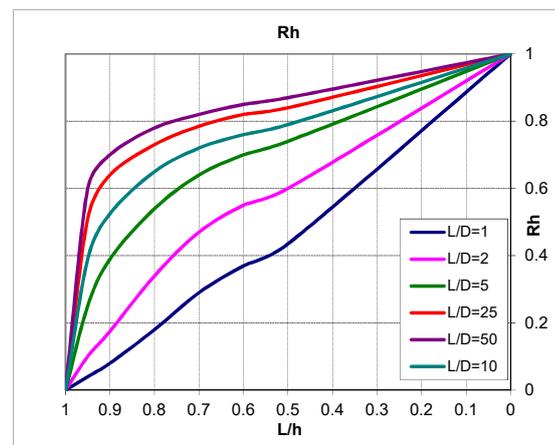


Fattore correttivo Rh

Rapporto L/h	L/h	0.0
Rapporto L/D	L/D	22.5
Fattore di influenza Rh	Rh	1.00

Fattore correttivo Rv

Modulo di Poisson	n	0.22
Rapporto di rigidezza	K	286
Fattore di influenza Rv	Rv	0.92



Fattore di influenza per palo sospeso: I = I0 x Rk x Rh x Rv = **0.105**

Cedimenti del palo singolo	Combinazione	SLE-R	SLE-FR	SLE-QP
Carichi di esercizio	kN	2033	1922	1712
Cedimento del palo sospeso: w1 = Q x I / (Es x D)	mm	1.6	1.5	1.4

CEDIMENTI DELLA PALIFICATA

Dati	var	unità	
Larghezza della palificata	B	m	8.40
fattore (0.6B / (0.3 B + 0.3)) ²	fac p		3.19

Cedimenti della palificata	Combinazione	SLE-R	SLE-FR	SLE-QP
w = w1 x facp	mm	5.2	4.9	4.3

CALCOLO DEI CEDIMENTI - METODO DI POULOS - FLOATING PILE

LAVORO: SS130 PO01 - PALI Dn1200

PILE

CEDIMENTI DEL PALO SINGOLO

Dati	var	unità	
Diametro del fusto del palo	D	m	1.20
Diametro della base del palo	Db	m	1.20
Lunghezza del palo	L	m	32.00
Modulo elastico del palo	Ep	Mpa	31476
Spessore dello strato	h	m	1000000

Modulo elastico del terreno lungo il fusto

Strato n.	Da (m)	A (m)	sp. (m)	Esi (Mpa)	Esi x sp.	n	n x sp.
1	0.00	10.00	10.00	86.0	860	0.30	3
2	10.00	32.00	22.00	124.0	2728	0.30	3
3							
4							
5							
6							
7							
8							
			32.00		3588		6

G
A-SAM

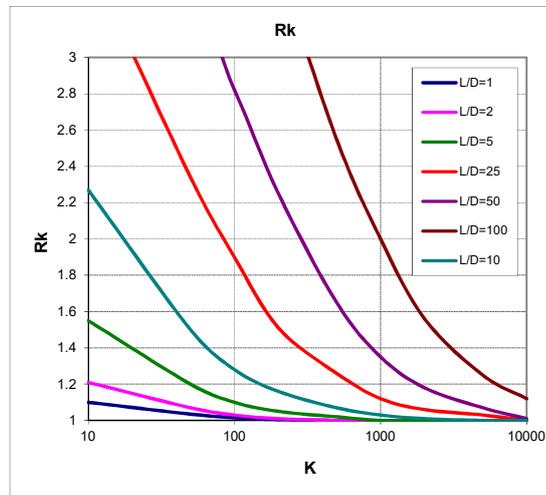
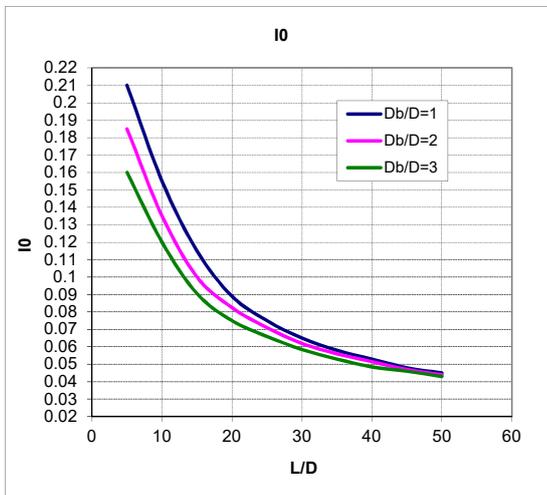
Modulo elastico medio lungo il fusto	Es	Mpa	112
Modulo di Poisson	ns		0.19

Fattore di influenza I0

Rapporto Db/D	Db/D	1.0
Rapporto L/D	L/D	26.7
Fattore di influenza I0	I0	0.072

Fattore correttivo Rk (compressibilità del palo)

Rapporto L/D	L/D	26.7
Rapporto di rigidezza	K	281
Fattore correttivo Rn		1.49

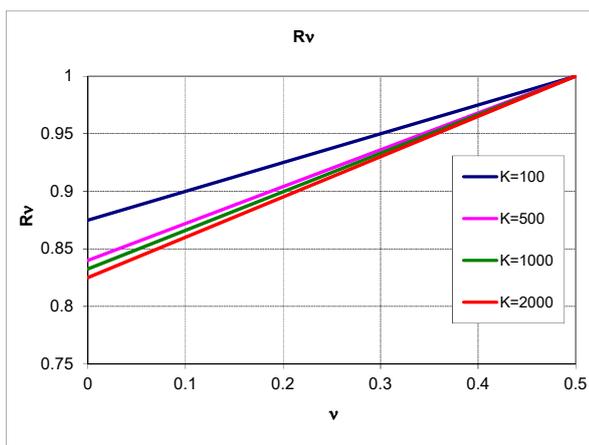
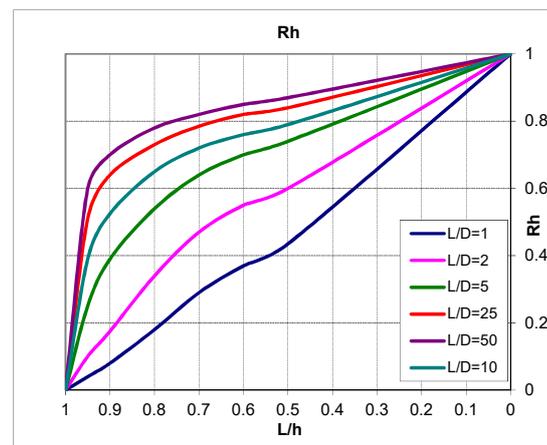


Fattore correttivo Rh

Rapporto L/h	L/h	0.0
Rapporto L/D	L/D	26.7
Fattore di influenza Rh	Rh	1.00

Fattore correttivo Rv

Modulo di Poisson	n	0.19
Rapporto di rigidezza	K	281
Fattore di influenza Rv	Rv	0.91



Fattore di influenza per palo sospeso: I = I0 x Rk x Rh x Rv = 0.097

Cedimenti del palo singolo	Combinazione	SLE-R	SLE-FR	SLE-QP
Carichi di esercizio	kN	2621	2516	2283
Cedimento del palo sospeso: w1 = Q x I / (Es x D)	mm	1.9	1.8	1.6

CEDIMENTI DELLA PALIFICATA

Dati	var	unità	
Larghezza della palificata	B	m	5.20
fattore (0.6B / (0.3 B + 0.3)) ²	fac p		2.81

Cedimenti della palificata	Combinazione	SLE-R	SLE-FR	SLE-QP
w = w1 x facp	mm	5.3	5.1	4.6