

IL VIADOTTO SERRA CAZZOLA 1 SULLA SS 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

Luigino Dezi¹, Federico Murrone², Pierfrancesco Paglini³

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Università Politecnica delle Marche, Ancona

2 Dirigente Anas Regione Sicilia, Palermo

3 Project Manager Empedocle Scpa, Ravenna

SOMMARIO

Il viadotto Serra Cazzola 1 rappresenta l'opera principale dei lavori del 1° Lotto per l'adeguamento della SS 640 “di Porto Empedocle” in provincia di Agrigento, per la quale è stata prevista una soluzione a più campate con un unico impalcato contenente le due carreggiate stradali. Il viadotto ha uno sviluppo complessivo di 980 m, campata centrale di 120 m, larghezza di 26.50 m ed altezza massima da fondovalle di circa 70 m. L'impalcato è di tipo composto acciaio-calcestruzzo ed è costituito da due travi metalliche a doppio T e da traversi estradossati e aggettanti a diretto sostegno della soletta. La memoria descrive la concezione strutturale, i criteri generali di progetto e le tecniche costruttive utilizzate.

THE SERRA CAZZOLA 1 VIADUCT ALONG THE SS 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

ABSTRACT

The Serra Cazzola 1 Viaduct is the major structure of the renewal works along the SS 640 “di Porto Empedocle” in the Agrigento province and is characterized by a multi-span scheme with a double carriageway deck. The viaduct has a total length of 980 m, central span of 120 m, width of 26.50 m and maximum height of 70 m. The steel-concrete composite deck is constituted by two steel girders with cantilevered composite cross beams supporting the concrete slab. The paper describes the concept, the main design criteria and the construction techniques for substructures and deck.

1 INTRODUZIONE

La riqualificazione della SS 640 “di Porto Empedocle”, che collega Porto Empedocle alla SS 626 Caltanissetta-Gela attraversando la Valle dei Templi e i territori di numerosi comuni delle province di Agrigento e Caltanissetta, prevede il miglioramento delle condizioni plano-altimetriche di tracciato ed il raddoppio della carreggiata, secondo le caratteristiche del tipo III delle norme CNR 78/80. L'intervento ha per obiettivo il riassetto del sistema viario in ambito regionale ed è finalizzato al sostegno dello sviluppo economico-territoriale dell'Isola. I numerosi importanti centri di attrazione turistica ed in particolare la Valle dei Templi, di recente riconosciuta dall'UNESCO bene di interesse mondiale, costituiscono poli di attrazione di cospicui flussi turistici sui quali l'economia locale e regionale intendono puntare con particolare determinazione.

La nuova SS 640 attraversa un'area molto sensibile dal punto di vista ambientale, per la presenza di territori agricoli di notevole interesse e di altri pregi di tipo paesaggistico, che richiede un'attenzione particolare nella progettazione dell'infrastruttura al fine di garantirne le migliori condizioni di integrazione e di inserimento nel

territorio e nell'ambiente. La qualità architettonica delle principali opere d'arte in relazione all'ambiente, unitamente alla scelta dei più opportuni interventi di mitigazione e/o compensazione degli impatti ambientali, costituisce obiettivo fondamentale del progetto.

Il viadotto Serra Cazzola 1, ubicato tra le progressive km 19+272 e 20+252, è l'opera principale del tratto stradale in provincia di Agrigento. L'interesse ambientale della vallata attraversata, la lunghezza complessiva del viadotto (980 m) e l'altezza massima da fondovalle (circa 70 m) sono elementi che hanno richiesto una particolare cura, sia nella definizione della tipologia strutturale, sia nella scelta delle tecniche costruttive. L'altezza delle pile, in particolare, ha imposto la ricerca di una soluzione a grandi luci con un unico impalcato contenente le due carreggiate stradali, al fine di conferire all'opera carattere di unitarietà e leggerezza (Fig. 1). Le campate hanno una scansione a luci crescenti con l'altezza da fondovalle (da 55 m a 120 m), in modo da conseguire maggiore trasparenza e favorire un corretto inserimento dell'opera nel contesto ambientale. Le dimensioni delle singole campate sono invece condizionate dalla tecnica costruttiva utilizzata.

Parallelamente ai suddetti elementi di carattere generale, particolare attenzione è stata dedicata allo studio formale delle pile ed alla loro armonizzazione con l'impalcato soprastante al fine di pervenire ad una soluzione architettonicamente valida.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

2.1 Impalcato

Il viadotto presenta 12 campate di luci 55 m, 70 m, 3x90 m, 120 m, 3x90 m, 2x70 m e 55 m, per uno sviluppo complessivo di 980 m. La larghezza complessiva dell'impalcato, pari a 26.50 m, è composta dalle due carreggiate stradali di 10.50 m (ciascuna suddivisa in due corsie di marcia da 3.75 m e due banchine, rispettivamente da 1.75 e 1.25 m), due marciapiedi laterali da 1.50 m e 2.50 m di spartitraffico centrale. La pendenza trasversale dell'impalcato è realizzata inclinando i traversi e mantenendo costante lo spessore della soletta. Per la raccolta e l'allontanamento delle acque provenienti dalla piattaforma stradale sono previsti due canali di alluminio rivestiti da un fascione di alluminio verniciato.

L'impalcato è a sezione composta acciaio-calcestruzzo ed è costituito da due travi metalliche (bi-trave) a doppio T poste a distanza di 12.50 m e da traversi a doppio T estradossati e aggettanti ad interasse di 4 m circa, sui

quali è ordita una soletta di 25 cm di spessore. La carpenteria metallica è interamente saldata e verniciata.



Fig. 1: Campata centrale del viadotto (rendering)

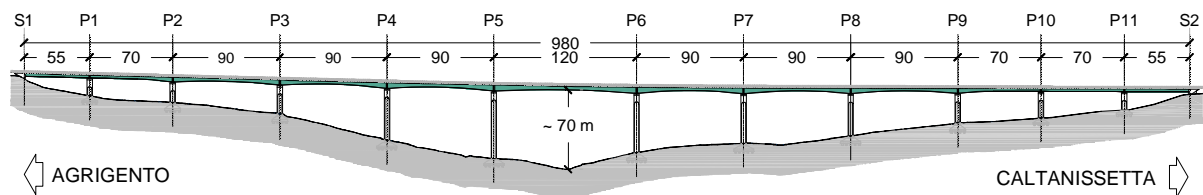


Fig. 2: Vista longitudinale

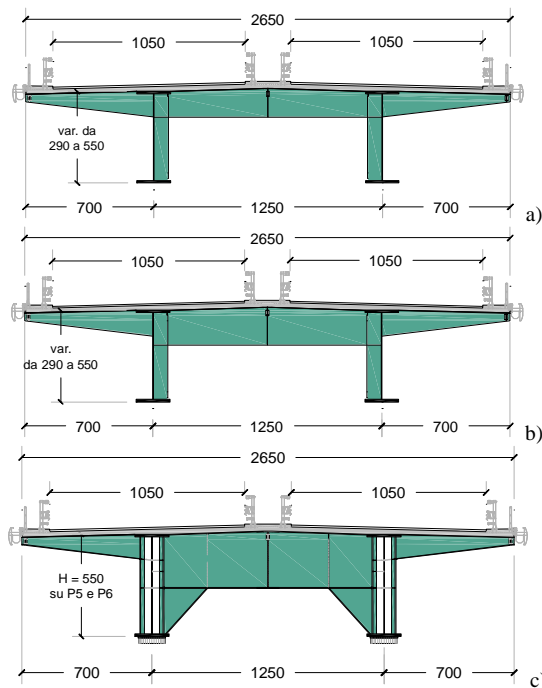


Fig. 3: Sezioni trasversali e geometria dei traversi: a) traverso corrente; b) traversi vicini agli appoggi; c) traversi di appoggio

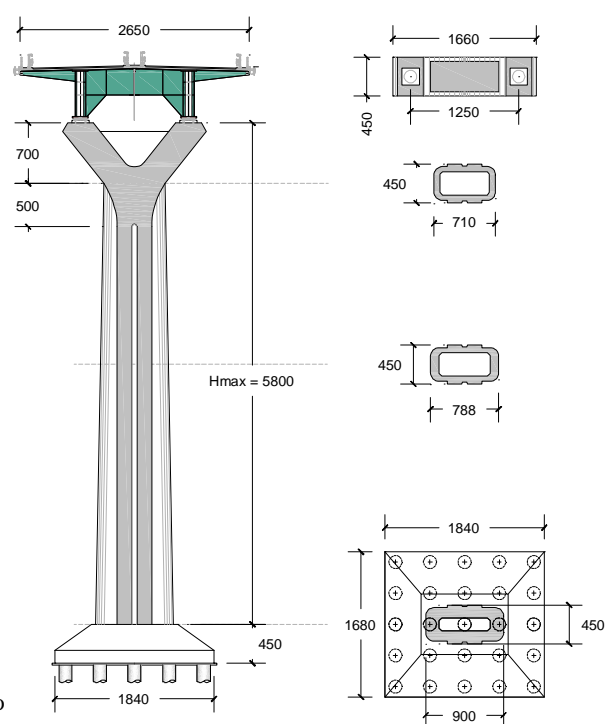


Fig. 4: Prospetto e sezioni delle pile

Le travi hanno altezza costante di 2.90 m sulle campate esterne da 55 e 70 m e variabile con legge parabolica sulle campate da 90 m e su quella centrale da 120 m. Sulla campata centrale l'altezza varia da 3.00 m (L/40) in mezzeria a 5.50 m (L/22) sugli appoggi. I traversi correnti hanno altezza variabile da 1.60 a 1.79 m nella parte centrale e da 0.40 a 1.60 m nella parte a sbalzo.

Nelle campate principali, per un tratto di circa 25 m a cavallo degli appoggi, i traversi presentano un'altezza maggiorata di circa 60 cm rispetto alla sezione corrente, per far fronte alla verifica di stabilità delle piattabande.

I traversi e i montanti presenti in corrispondenza degli appoggi hanno l'ulteriore funzione di trasferire le azioni orizzontali del vento e del sisma agli appoggi e quindi alle sottostrutture. I montanti di pila sono realizzati con 3+3 piatti disposti simmetricamente rispetto all'anima, ad un interasse di 0.40 m, in modo da garantire il corretto trasferimento delle reazioni vincolari all'impalcato anche in presenza di escursioni termiche longitudinali.

In corrispondenza dei traversi, le travi sono irrigidite da montanti a T saldati alle anime e alle piattabande.

Il telaio costituito dal traverso e dai montanti ha anche la funzione di stabilizzare le piattabande inferiori sia nelle fasi di varo che in esercizio. Per garantire la stabilità nelle fasi di montaggio e getto della soletta l'impalcato sarà irrigidito da un controvento provvisorio. In esercizio, la presenza della soletta rende inutile la funzione dei controventi che potranno pertanto smontati.

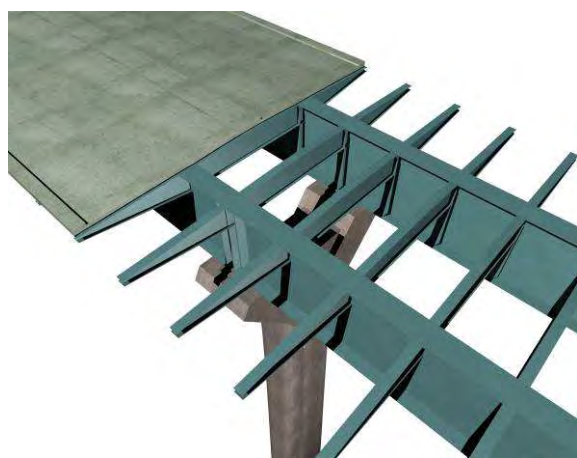


Fig. 5: Vista impalcato metallico

La soletta è realizzata in opera su predalle, con sequenze ottimizzate di getto che prevedono l'esecuzione dei conci di campata prima di quelli a cavallo degli appoggi, in modo da prevenire la fessurazione della soletta durante le fasi costruttive. La connessione della soletta alla carpenteria metallica è realizzata con pioli tipo "Nelson" di diametro 22 mm sulle travi e 19 mm sui traversi.

2.2 Sottostrutture

Le pile hanno un'altezza variabile da 13 a 58 m e sono costituite da un fusto a sezione cava, variabile linearmente nella direzione trasversale, e da un pulvino a sezione variabile con raccordo curvo, in grado di realizzare l'allargamento necessario ad ospitare gli

appoggi dell'impalcato. Particolare attenzione ha richiesto la definizione della forma delle pile ed in particolare del pulvino per le notevoli dimensioni richieste dalla tipologia dell'impalcato.

Le fondazioni sono costituite da zattere su 16-20-25 pali Ø 1500 di lunghezza 30-35-40 m.



Fig. 6: Pila e intradosso impalcato (rendering)

Le spalle hanno sezione a C e sono sedi dei ritegni sismici. Nella spalla S1, sede degli appoggi fissi, sono stati posizionati 4 dispositivi di ritegno elastico a doppio effetto da 4000 KN, mentre nella spalla S2, sede degli appoggi scorrevoli, sono stati posizionati 4 dispositivi di tipo elastico a doppio effetto da 4000 KN accoppiati con shock transmitter che permettono le deformazioni "lente" dell'impalcato (ritiro, escursioni termiche), ma non i movimenti "veloci" indotti dal sisma. I ritegni sono collegati alla parete paraghiaia mediante barre di acciaio fissate a due piastre contrapposte alla parete stessa. Le fondazioni sono costituite da zattere su 40 pali Ø 1200 cm profondi 20 m su S1 e 25 m su S2.

3 CRITERI DI VERIFICA

3.1 Impalcato

Le analisi strutturali sono state condotte con modelli semplificati a trave continua e modelli agli elementi finiti.

Con i *modelli a trave* sono state sviluppate le analisi nelle varie fasi costruttive dell'impalcato metallico e della soletta, valutati gli effetti della viscosità e del ritiro e l'involuppo dei momenti massimi e minimi prodotti dai carichi mobili. Per le analisi a lungo termine sono stati utilizzati i coefficienti di omogeneizzazione suggeriti dalle ENV 1994-2:

- $n=(1+1.1\phi)E_a/E_c$, per le azioni statiche, con coefficiente di viscosità calcolato per un istante di applicazione del carico $t_0 = 28$ gg
- $n= (1+0.55\phi)E_a/E_c$, per il ritiro, con un coefficiente di viscosità valutato a $t_0 = 1$ g

Per tener conto della fessurazione della soletta, nel modello di trave continua è stata trascurata la presenza del calcestruzzo in un tratto a cavallo degli appoggi pari

al 15% delle due campate interessate. Per quanto riguarda invece la valutazione degli effetti del ritiro, si è tenuto conto della fessurazione solo per l'effetto primario (isostatico), mentre per l'effetto secondario (iperstatico) si è proceduto a vantaggio di statica con la soletta non fessurata.

Le proprietà inerziali della sezione composta sono state valutate con la larghezza efficace suggerita dalle ENV 1994-2. L'impalcato in esame, considerata la notevole larghezza e la dimensione degli sbalzi laterali, risulta molto sensibile all'effetto Shear Lag.

I modelli agli elementi finiti sono stati utilizzati per la verifica di stabilità delle piattabande compresse nelle fasi transitorie e per l'analisi a lungo termine del frazionamento dei getti.

Il primo modello utilizza elementi shell per le anime delle travi ed elementi beam per le piattabande, per i traversi, per gli irrigidimenti verticali, i controventi e la soletta (grigliato di travi). Nel calcolo dell'inerzia dei montanti è stata considerata una porzione di anima collaborante pari a $2c$, essendo

$$c \leq 1.4 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

La parte di anima vicina alle piattabande contribuisce ad aumentare l'area compressa e dunque la forza assiale di compressione senza aumentare l'inerzia. Per tener conto di questo effetto l'area della flangia A_f è valutata mediante la

$$A_f^* = A_f + 1/3 A_{wc}$$

con A_{wc} = area della parte di anima compressa.

In questo modello lo spessore dell'anima deve essere opportunamente ridotto per ottenere la rigidezza flessionale effettiva delle travi, tenendo conto che una parte dell'anima è già presente nella sezione a T delle piattabande.

L'analisi di lungo termine dello stato tensionale in soletta per effetto dei getti frazionati è stata condotta con un modello agli elementi finiti dedicato a questo tipo di analisi, tenendo conto del ritiro, della viscosità e delle fasi di getto.

3.2 Verifica di stabilità delle piattabande

Nel progetto degli impalcato a sezione aperta con traversi flessibili, la verifica della stabilità delle piattabande, durante le fasi di varo e getto della soletta ed in esercizio, assume un ruolo importante. Nella situazione di esercizio il rischio di sbandamento è limitato alle sole piattabande inferiori nelle zone di momento negativo. La presenza della soletta consente inoltre di trascurare la deformabilità globale della struttura nel piano orizzontale e la verifica delle piattabande può essere condotta con un metodo semplificato. I telai trasversali, costituiti dai traversi, dai montanti e da un tratto collaborante di soletta, si oppongono con la loro rigidezza alla traslazione, allo sbandamento dell'ala inferiore della trave e possono essere considerati come vincoli elastici discreti di una trave compressa. La verifica nei confronti dell'instabilità della piattabanda compressa può essere quindi condotta con un modello di trave su appoggi

elastici discreti sottoposta ad una forza di compressione variabile (Fig. 7). La rigidezza (k_i) della molla, valutata su un semplice schema a telaio, è pari al minore dei due valori trovati per le modalità di sbandamento simmetrico ed antisimmetrico (Fig. 7).

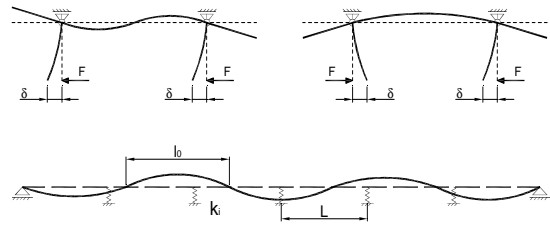


Fig. 7: Schemi a telaio per il calcolo della rigidezza k_i e trave su appoggi elastici discreti

Durante le fasi costruttive, varo e getto della soletta, i problemi di stabilità riguardano entrambe le piattabande. In questo caso, contrariamente alla situazione di esercizio, la deformabilità globale dell'impalcato metallico influenza in maniera sostanziale la verifica delle piattabande. L'insieme travi principali, telai trasversali e controvento orizzontale deve far fronte sia ai carichi verticali, che quelli orizzontali.

Per cogliere questo comportamento non è sufficiente un'analisi semplificata condotta per la singola piattabanda compressa (trave su appoggi elastici); in questo caso la stima del moltiplicatore critico è effettuata con il modello agli elementi finiti precedentemente descritto. La verifica di stabilità viene condotta con le procedure suggerite dalle ENV 1993-2.

4 ASPETTI COSTRUTTIVI

4.1 La costruzione delle pile

Per la costruzione delle pile sono state progettate casseforme metalliche speciali, montate su mensole rampanti MF 240, per sezioni di getti con altezza variabile. Per quanto riguarda i pulvini, considerata la complessità della forma e le notevoli dimensioni, è stato necessario prevedere una cassaforma specifica ed eseguire due sezioni di getto con altezza 3.50 m l'una. Tutte le casseforme sono metalliche speciali, sostenute da puntellazioni per getti controterra rovesciate nelle zone di testa del pulvino e dotate di tre livelli di passerelle per assicurare la massima flessibilità di movimento agli operatori.

4.2 Il varo della carpenteria metallica

Per il montaggio dell'impalcato metallico si è fatto ricorso ad un doppio varo a spinta: la prima parte dell'impalcato di $(55+70+3 \times 90+60)$ è stato spinto dalla spalla lato Agrigento, la seconda di $(55+2 \times 70+3 \times 90+60)$ dalla spalla lato Caltanissetta. I due vari hanno richiesto un avambecco di circa 40 m di lunghezza, una pila provvisoria P1*, posta a 90 m di distanza dalla pila P2, sul lato della spalla S1 e due pile provvisorie P10* e P11*, poste a 90 m e 180 m dalla pila P9, sul lato S2. Le pile provvisorie hanno lo stesso passo di 90 m delle pile P2-P5 e P6-P9 e quindi consentono il varo a spinta dei due tratti di impalcato a sezione variabile con sezioni di

altezza massima ad interasse di 90 m. Una volta completate le operazioni di spinta si realizza la saldatura dei due tronconi nella mezzeria della campata di 120 m, previa imposizione di una distorsione sugli appoggi sulle due pile a cavallo della campata di 120 m, al fine di imporre un diagramma dei momenti simile a quello di trave continua (Fig. 10).

Per quanto riguarda il varo si è fatto ricorso ad un sistema innovativo meccanico-idraulico sincronizzato, che utilizza la tecnica "alza e spingi", alternando sollevamenti e spinte di circa 80 cm.



Fig. 8: Getto di un pulvino

4.3 Il getto della soletta

Il getto della soletta è stato eseguito su predalle ordite in direzione longitudinale e con sequenze ottimizzate che prevedono la formazione dei tratti di campata prima di quelli sugli appoggi.

Nelle campate principali del viadotto (luci di 90 e 120 m), considerate le difficoltà insite nel getto dal basso e la necessità di eseguire getti ottimizzati (tratti di campata prima di quelli sugli appoggi), si è fatto ricorso alla formazione di una pista centrale in grado di consentire il passaggio delle betoniere per raggiungere la campata successiva ed eseguire il getto a ritroso fino a completare il tratto a cavallo della pila. In Fig. 11 è riportato lo schema di getto della campata tipo, con la pista centrale e le piazzole destinate al posizionamento della pompa. Sia la pista che le piazzole sono solidali ai traversi solo nel tratto centrale di 2,5 m, mentre sono sconnesse (con i connettori isolati dal getto) nelle restanti parti.



Fig. 9: Varo carpenteria metallica

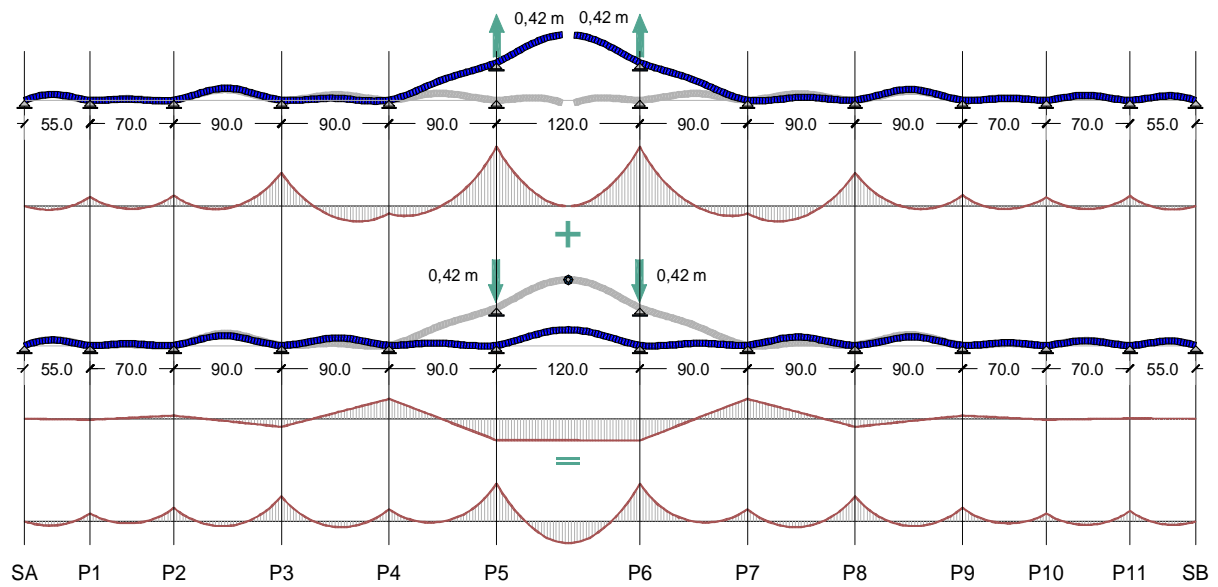


Fig. 10: Distorsione sui due appoggi centrali e diagrammi dei momenti

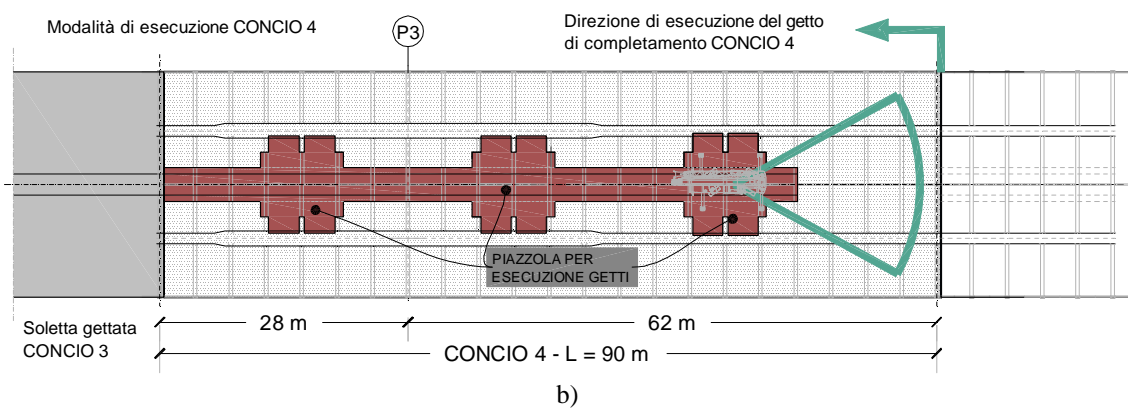
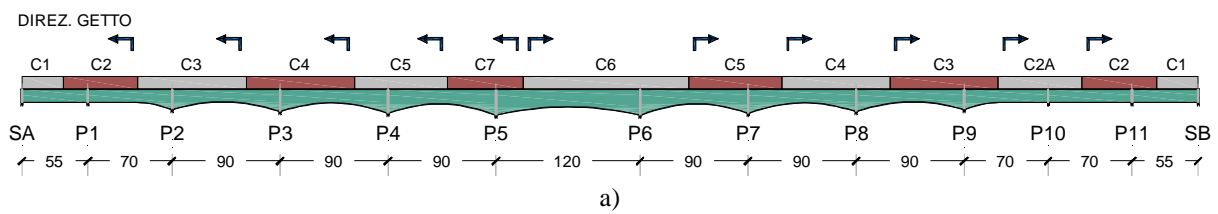


Fig. 11: Soletta: a) sequenze di getto; b) piste di accesso e piazzole per il getto del concio tipo



Fig. 12: Viste dal basso



Fig. 13: Vista laterale



Fig. 14: Vista laterale



Fig. 15: Campata centrale

Committente: ANAS

General Contractor: Empedocle Scpa, Ravenna

Project Manager Empedocle Scpa: Ing. Pierfrancesco Paglini, Ravenna

Progetto Preliminare e Definitivo: Technital Spa (Ing. Massimo Raccosta e Prof. Luigino Dezi)

Progetto Esecutivo: Systra Sotecni Spa, Roma (Ing. Alberto Checchi e Ing. Stefano Niccolini)

Progetto Esecutivo di Dettaglio impalcato: DSD Dezi Steel Design Srl, Ancona

Sub-contractor carpenteria metallica: Giugliano Costruzioni Metalliche Srl, Afragola

Studio del varo: Euro Engineering Srl, Pordenone

Direzione Lavori: Ing. Fulvio Giovannini, Roma

Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Federico Murrone, ANAS Palermo

Collaudo Statico: Ing. Michele Adiletta e Ing. Roberto Mastrangelo, ANAS Roma