

Bulletin

22

Ponts 2003
métalliques



Les viaducs de la “bretelle” d’Urbino Italie

Luigino Dezi - Stefano Niccolini

Luigino Dezi

Université Polytechnique des Marches, Ancône, Italie

Stefano Niccolini

Bureau d'Études Dezi, Ancône, Italie



Photo 1 : Vue d'ensemble d'un viaduc de la bretelle / Global view of one viaduct of the bypass

1. LE PROJET : BRETELLE D'URBINO

La "bretelle d'Urbino" est une variante de la route SS 73bis qui relie Urbino au réseau routier principal constitué par la E78 Fano-Grosseto. Le premier lot a une longueur de 1 970 m et comprend les viaducs Ca' Raniero 1 et 2 et le viaduc Santa Maria (Fig. 1).

Les travaux de construction, commencés en 1995 par la réalisation des puits de fondation du viaduc Ca' Raniero, ont été suspendus par le ministère de l'Environnement après un an environ en raison des problèmes liés à la préservation de l'environnement du site. À l'époque la réglementation italienne ne prévoyait pas encore une consultation en amont des autorités locales et, le chantier ayant déjà démarré, les défenseurs de l'environnement contestèrent le tracé

jugé inacceptable parce que trop "voyant". Le viaduc aurait été visible du centre historique d'Urbino, petite ville de 18 000 habitants, élevée par l'Unesco au rang de "patrimoine de l'humanité".

En 1997, le maître d'ouvrage élaborait de nouveau le projet en proposant un abaissement du niveau routier, une seule chaussée à deux voies directionnelles et une nouvelle conception des viaducs. Le nouveau tracé, se développant à un niveau plus bas, permettait au viaduc Ca' Raniero de rejoindre dans une travée intermédiaire le niveau du terrain. Il se partageait maintenant en deux ouvrages (Ca' Raniero 1 et Ca' Raniero 2) qui côtoient la route existante sans poser de problèmes particuliers d'impact environnemental.

La nécessité d'utiliser les fondations existantes imposait aux deux nouveaux viaducs les portées établies par les puits marocains déjà réalisés (entraxes variables de 41,57 à 42,98 m).

Le viaduc Santa Maria devenait donc l'ouvrage principal étant donné qu'il traversait la vallée avec une longueur totale de 290,00 m, en franchissant le fossé S. Maria degli Angeli à environ 35 m de hauteur et la route SS 73bis.



Fig. 1 : Plan de situation géographique / Location plan

En ce qui concerne les nouveaux ouvrages, et plus particulièrement le viaduc Santa Maria, le maître d'ouvrage a demandé une étude architecturale soignée afin d'obtenir une intégration paysagère satisfaisante.

Tous les ouvrages sont situés dans une zone sismique de 2^e catégorie.

2. LE VIADUC SANTA MARIA

2.1 Études préliminaires

Les études préliminaires comportaient quatre solutions différentes pour leur conception générale et pour le tablier :

- a) Arc en béton armé avec tablier supérieur mixte acier-béton ;
- b) Tablier à caisson trapézoïdal en béton précontraint de hauteur variable et travée centrale de 90,00 m de portée ;



Photo 1 : Le chantier de la bretelle d'Urbino avec au premier plan le viaduc Ca' Raniero 1 / The site works of Urbino bypass with the Ca' Raniero 1 in front

- c) Tablier mixte bipoutre à cinq travées continues de hauteur variable et travée centrale de 90,00 m de portée ;
- d) Tablier mixte bipoutre à cinq travées continues de hauteur constante.

Les solutions b) et c) furent jugées plus adaptées à la configuration du site aussi bien pour la distribution des travées à portées croissantes selon le niveau du profil de la route que pour le choix d'un tablier à hauteur variable qui donnait une plus grande légèreté à la travée centrale. Entre les deux solutions, c'est finale-

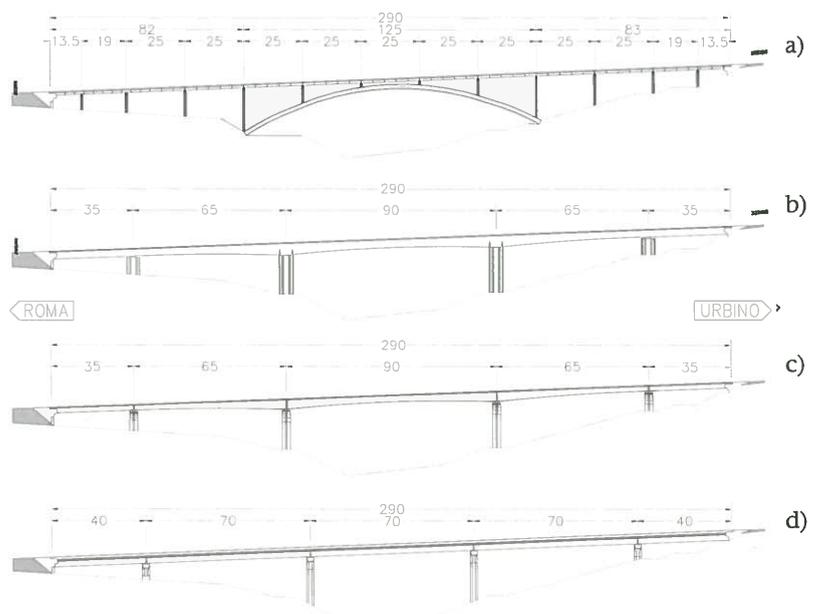


Fig. 2 : Études préliminaires / Preliminary designs

ment le tablier mixte acier-béton qui a été retenu. Il a été perçu comme ayant un meilleur impact environnemental, en raison de l'utilisation de l'acier qui permet d'obtenir une silhouette plus élancée et une meilleure qualité des finitions de surface.

2.2 Données géométriques

Le viaduc, d'une longueur totale de 290,00 m entre axes des appuis extrêmes, est composé de cinq travées continues de portées 35, 65, 90, 65 et 35 m. La largeur totale du tablier est de 13,00 m avec une chaussée de 10,50 m composée de 3 voies de circulation de 3,50 m chacune.

La hauteur des poutres métalliques varie de 2,00 m (L/45) sur les culées et les piles P1 et P4, à 4,00 m (L/22) sur les piles P2 et P3 et 2,50 m (L/36) au milieu de la

travée centrale.

Le viaduc se développe sur un tracé routier en clothoïde avec un rayon minimal d'environ 450 m et une pente longitudinale constante à 3,679 %.

2.3 Caractéristiques techniques

2.3.1 Appuis et fondations

Les piles ont une hauteur variable de 6,00 à 20,00 m environ et sont constituées d'un fût à section pleine constante inscrit dans un carré de 3,50 m de côté et d'une partie sommitale de 5,00 m de hauteur où le côté de 3,50 m s'élargit suivant un raccord circulaire jusqu'à atteindre une largeur suffisante pour accueillir les deux poutres du tablier (Fig. 5).

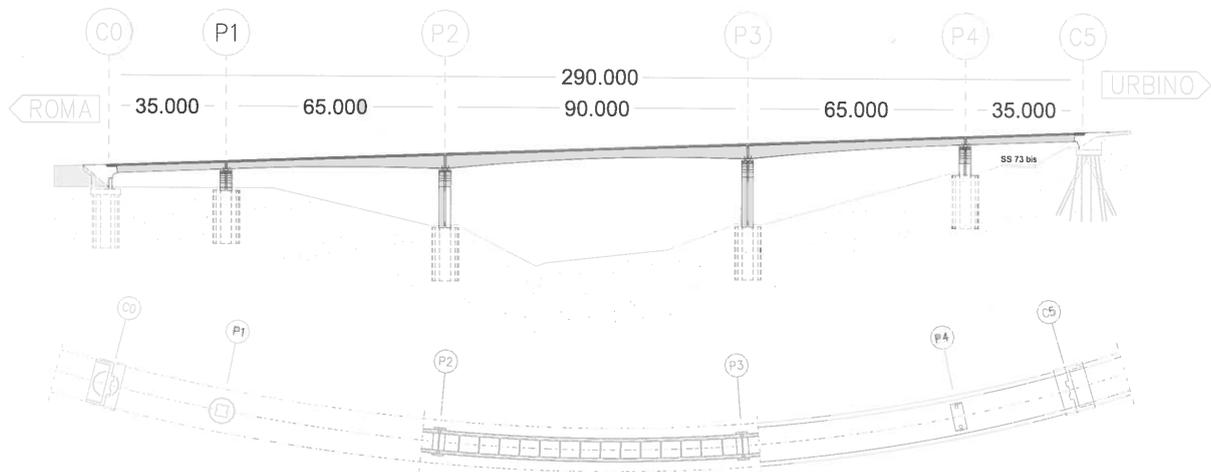


Fig. 3 : Viaduc Santa Maria : élévation et vue en plan / Elevation and plan view

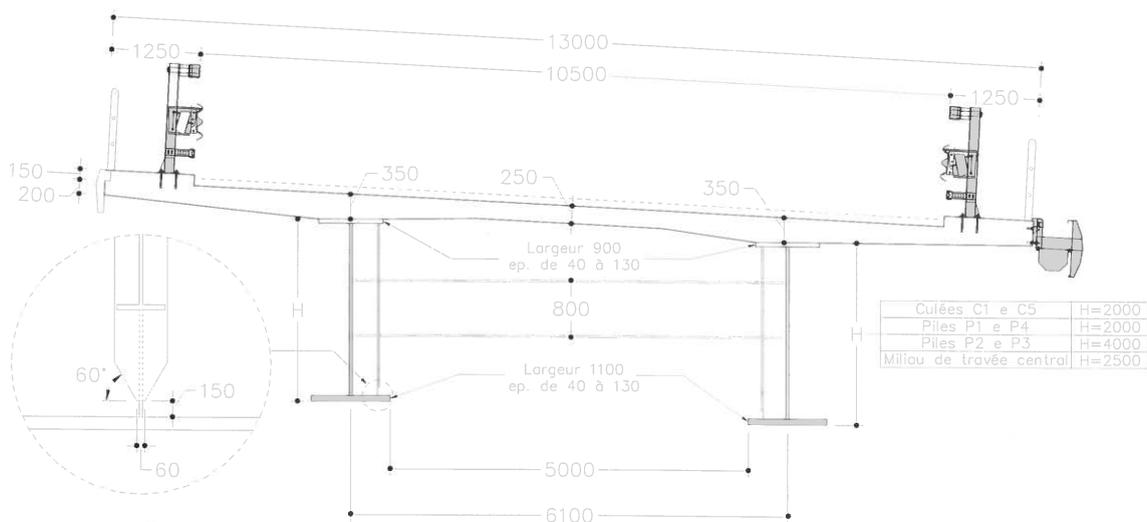


Fig. 4 : Viaduc Santa Maria : coupe transversale / Deck section

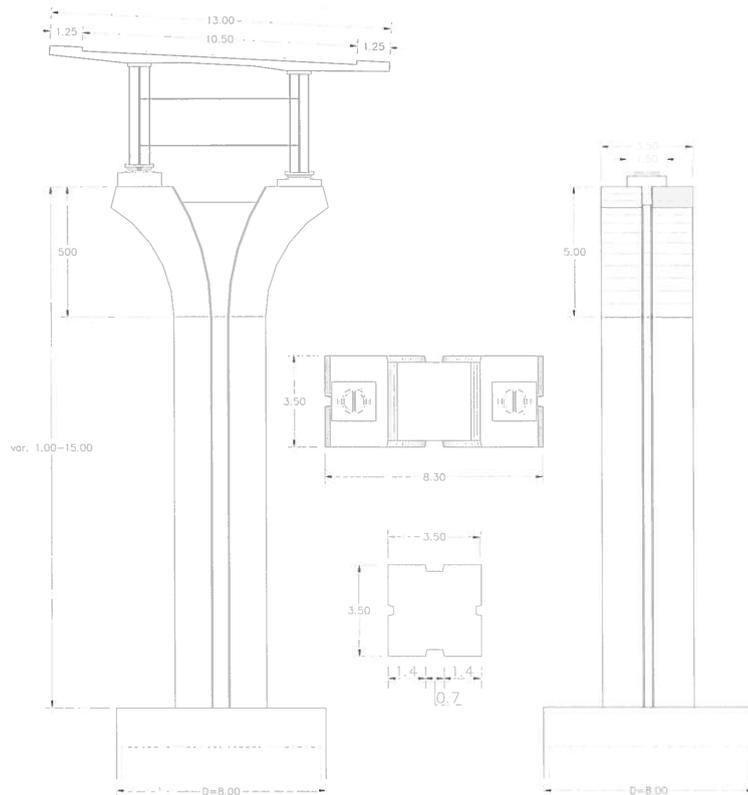


Fig. 5 : Piles / Piers



Photo 2 : Pile / Piers

Les fondations des piles sont constituées de puits marocains de diamètre 8 m et profondeur 16 m pour les deux piles centrales et 12 m pour les autres appuis. Au sommet des puits marocains des piles centrales est insérée une couronne de micro-pieux \varnothing 200 mm, inclinés de 30° par rapport à la verticale.

La culée fixe repose sur un puits marocain de diamètre 8 m, la culée mobile sur des micro-pieux \varnothing 200 mm.

2.3.2 Appareils d'appui

Les appareils d'appuis, à pot et conçus démontables, sont unidirectionnels ou multidirectionnels. L'extrémité fixe du tablier est située sur la culée C0, où sont positionnées deux butées sismiques de 5 000 kN, qui absorbent toute l'action sismique longitudinale.

Le vérinage du tablier est prévu sous les poutres en correspondance des piles et sous les entretoises en correspondance des culées.

2.3.3 Tablier

Ossature métallique

Le tablier, de type mixte acier-béton, est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur variable connectée

sur deux poutres de hauteur variable, espacées de 6,10 m et reliées entre elles par des entretoises en I tous les 6 m environ soudées aux montants en T. Les entretoises ont une hauteur de 0,80 m en travée et 1,20 près des appuis.

Les cadres transversaux constitués de montants et d'entretoises, ainsi que le contreventement horizontal, ont la double fonction de contenir les efforts transversaux qui se manifestent dans les membrures par effet de la courbure en service et dans les phases transitoires (montage et bétonnage) et de garantir la stabilité des membrures comprimées. En service, grâce à la présence de la dalle, les cadres transversaux sont en mesure de contenir à eux seuls les efforts transversaux et de stabiliser les membrures inférieures.

Les montants des piles et des culées sont réalisés avec 3 + 3 plats disposés symétriquement par rapport à l'âme à un entraxe de 0,30 m de manière à garantir le transfert des réactions d'appui verticales au tablier, même en présence de dilatations thermiques longitudinales. Deux autres raidisseurs placés dans la partie inférieure de l'âme permettent le vérinage de tout le tablier.

En correspondance de la butée sismique à l'extrémité fixe du tablier, on a prévu le raidissement des âmes des poutres au moyen de trois plats longitudinaux soudés aux deux côtés des âmes afin de favoriser la diffusion des forces transmises par la butée en cas de séisme.

2.3.4 Dalle

La dalle a une section courante de 13 m de largeur avec une pente à 5,0 % environ et une épaisseur variable de 35 cm en correspondance des poutres métalliques, à 25 cm au milieu et 20 cm à l'extrémité des encorbellements latéraux. Dans les deux tronçons de la fin du tablier, près des joints de chaussée, la dalle présente une épaisseur constante de 35 cm.

La connexion aux poutres est réalisée par goujons de diamètre 22 mm et hauteur 200 mm. À l'extrémité fixe du tablier, pour garantir la diffusion de la charge transmise par la butée sismique sur toute la poutre mixte, la connexion poutre-dalle a été renforcée sur une longueur de 3,60 m.

2.4. Calculs de l'ouvrage

Les analyses de structure ont été conduites avec deux modèles : un modèle simplifié de poutre droite équivalente et un modèle aux éléments finis. Ce dernier tient compte de la courbure et de la géométrie réelle du tablier.

2.4.1 Modèle aux éléments finis

Le modèle aux éléments finis a été utilisé pour l'analyse à long terme des effets du phasage de bétonnage et pour l'étude du déversement des membrures comprimées pendant la construction. Il a aussi servi pour le calcul des déplacements et des contreflèches.

Il utilise des éléments coques pour définir les âmes des poutres principales et des éléments poutres spatiales pour les membrures supérieures et inférieures des poutres, pour les cadres transversaux (entretoises et montants), le contreventement horizontal et la dalle en grille de poutre [1, 2]. La liaison poutre-dalle est du type rigide.

Dans le calcul de l'inertie des montants, on a considéré une portion d'âme collaborante égale à $2c$

(Fig. 6b), étant $c \leq 14.t_w \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

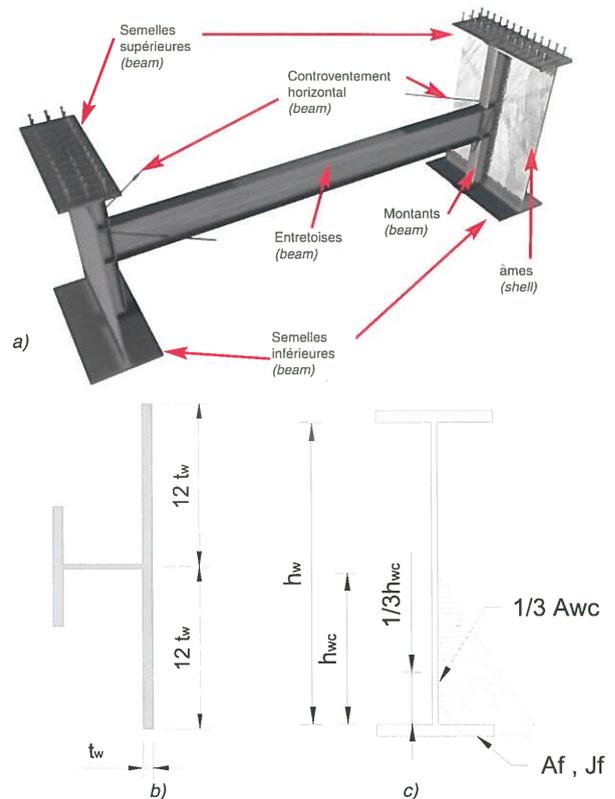


Fig. 6 : a) Modélisation EF des parties acier en coques (shell) et en poutres (beam), b) section montant, c) section semelle / a) FEM of steel parts in shell and beam elements, b) vertical support stiffener, c) flange section

Dans le modèle utilisé pour l'étude du déversement des membrures comprimées, on a considéré que la partie de l'âme proche des membrures contribue à augmenter l'aire comprimée et donc la force axiale de compression sur la membrure sans augmenter l'inertie. Dans ce but, l'aire A_f et l'inertie J_f ont été calculées avec les expressions :

$$A^*_f = A_f + \frac{1}{3} A_{wc} ; J^*_f \approx J_f$$

avec A_{wc} = Aire de la partie de l'âme comprimée (Fig. 6c).

Dans ce modèle, l'épaisseur de l'âme doit être réduite de façon appropriée afin d'obtenir la rigidité de flexion effective des poutres principales, en considérant qu'une partie d'âme est déjà présente dans les sections en T des semelles inférieures et supérieures.

La figure 7 montre les deux modèles pour le tablier dans des conditions de service (a) et dans les phases transitoires (b).

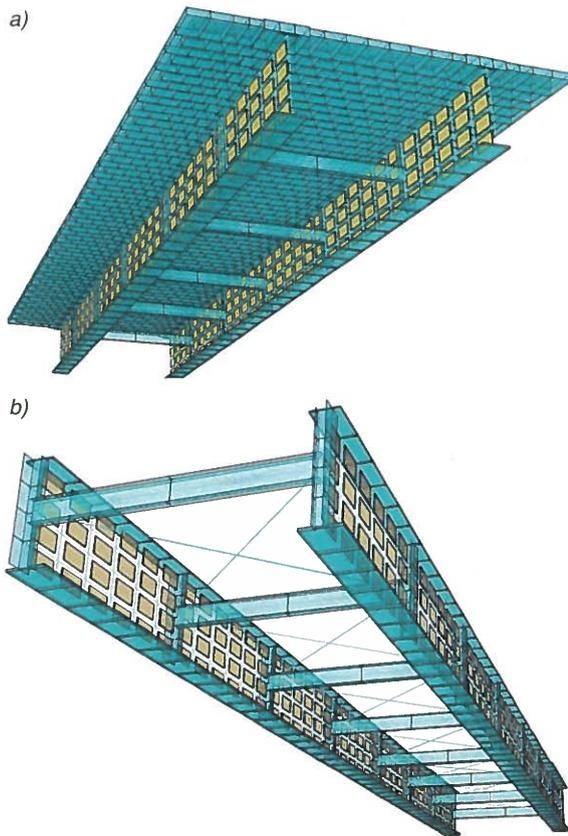


Fig. 7 : Modèles aux EF
a) tablier avec dalle, b) charpente métallique avec contreventement / FEM : a) deck with slab, b) steel with bracing

2.4.2 Modèle à poutre

Le calcul du tablier bipoutre courbe est ramené à l'étude de deux poutres droites de même longueur que les poutres courbes. On tient compte de la courbure avec des actions statiques équivalentes, constituées de forces verticales opposées appliquées aux deux poutres en correspondance des éléments transversaux. La figure. 8 montre les forces verticales V que l'entretoise transmet aux poutres pour équilibrer les forces horizontales H_1 et H_2 transmises par les semelles aux montants, dans un tronçon de poutre soumis à un moment positif de flexion. Ces forces, inversement proportionnelles au rayon de courbure, augmentent les sollicitations de la poutre extérieure et diminuent celles de la poutre intérieure. Cette méthode a été utilisée pour le calcul des sollicitations, aussi bien dans les phases transitoires de lancement et de coulage de la dalle qu'en phases de service (tablier avec dalle). La comparaison avec des modèles

aux éléments finis a montré des résultats satisfaisants dans les deux cas.

Dans le tableau 1, sont reportées les augmentations des moments de flexion, dans les deux sections les plus sollicitées (les piles et le milieu de la travée centrale), pour les principaux cas de charge.

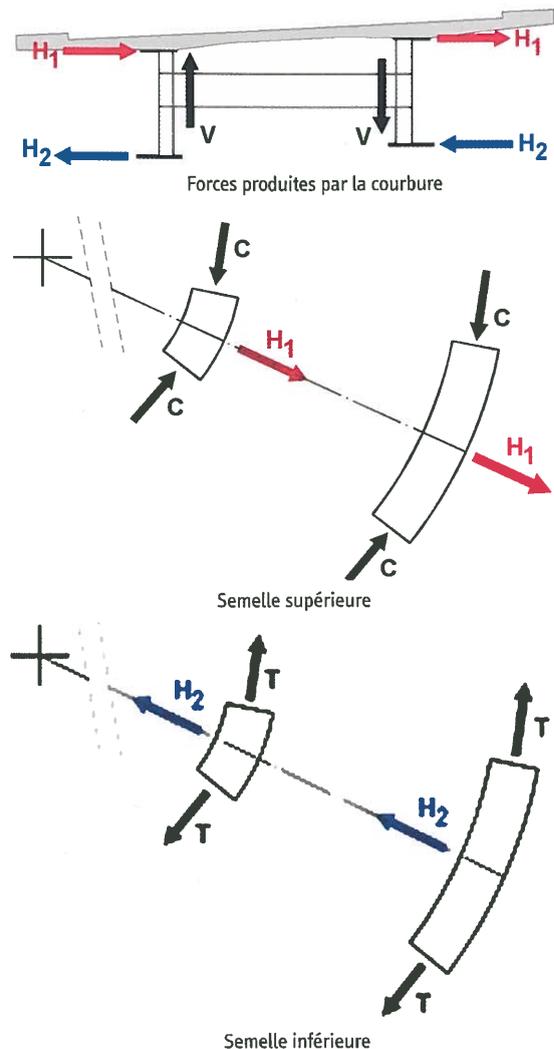


Fig. 8 : Effet de la courbure du tablier / Effect of deck curvature

Charges	Appuis P2 et P3	Clé de la travée centrale
Poids de la dalle	8,35 %	12,15 %
Charges permanentes	10,20 %	15,00 %
Vent	10,20 %	15,00 %
Surcharges	7,63 %	11,57 %

Tableau 1 : Incréments des moments de flexion dans la poutre extérieure / Bending moment increment in outer beam

2.4.3 Calculs particuliers

2.4.3.1 Déversement des semelles comprimées

L'étude de déversement des semelles comprimées dans les phases de service a été effectuée avec un modèle simplifié de poutre droite sur ressorts. Ceux-ci ont une constante élastique égale à la rigidité de translation des cadres transversaux constitués par l'entretoise et les raidisseurs verticaux munis d'une largeur d'âme participante. La valeur la plus basse de la rigidité des cadres transversaux a été obtenue dans des conditions de déversement antisymétrique (Fig. 9).

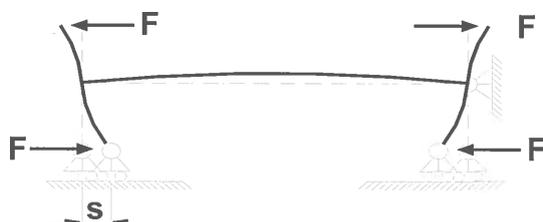


Fig. 9 : Schémas de calcul de la rigidité des entretoises dans les phases de lancement et de service / Calculation diagrams for the stiffness of the cross beams during launching phases

Cette méthode est assez réaliste dans le cas de tablier avec la dalle. Elle n'est pas suffisamment fiable pour les phases transitoires de lancement et de bétonnage de la dalle, quand la déformabilité transversale de toute la structure est plus importante. Pour ce cas, la charge critique des membrures a été déterminée avec le modèle aux éléments finis décrit précédemment.

2.4.3.2 Entretoises

Le dimensionnement des entretoises a été effectué en tenant compte du vent, des efforts transversaux produits par la courbure et de ceux provenant des conditions de stabilité des membrures. Une attention particulière a été consacrée à la vérification des entretoises et des montants des piles afin de garantir le transfert aux appuis des actions horizontales dues au séisme et au vent.

2.4.3.3 Contreflèches

Le calcul des contreflèches a été effectué avec des modèles aux éléments finis en considérant les phases de :

- lancement de la charpente,
- coulage de la dalle et son comportement à long terme (retrait et fluage).

Dans la figure 10 sont reportées les contreflèches des deux poutres qui ont une différence de 5 cm environ à la clé de la travée centrale.

2.4.3.4. Charges de calcul

La Fig. 11 montre les surcharges routières prévues par les normes italiennes. Le coefficient dynamique est donné par $\phi = 1,4 - (L - 10)/150$.

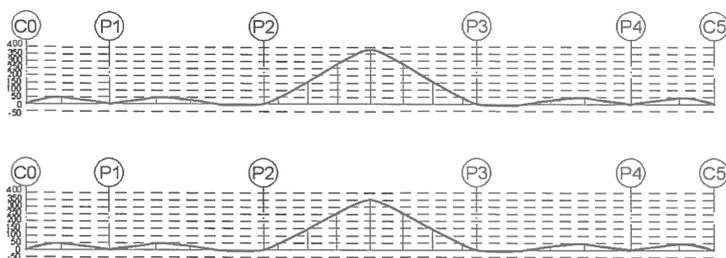
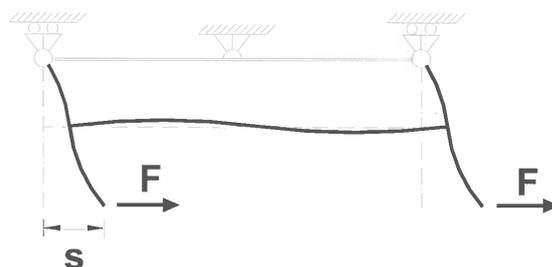


Fig. 10 : Contreflèches : poutre extérieure et intérieure / Precamber : external and internal girder

L'analyse sismique est conduite avec la combinaison des charges permanentes (en absence de surcharges routières).

2.5. Montage de l'ossature métallique

Les poutres ont été livrées chacune en 11 tronçons de longueur variant de 10 à 15,30 m. L'assemblage de chaque demi-tablier a été effectué sur la plate-forme à l'arrière des culées. Les tronçons près des piles P2 et P3 ont nécessité une soudure horizontale dans l'âme (Photos 3 et 4).

La mise en place de la charpente a été effectuée par lan-

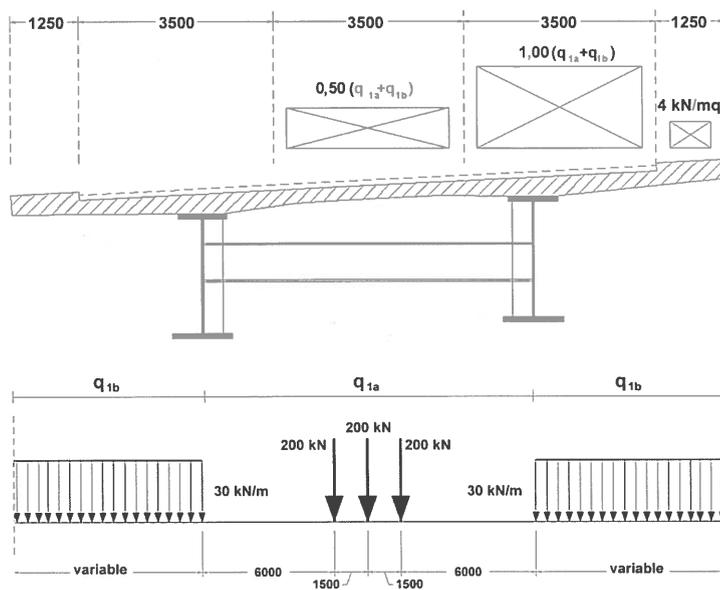


Fig. 11 : Surcharges routières / Live loads

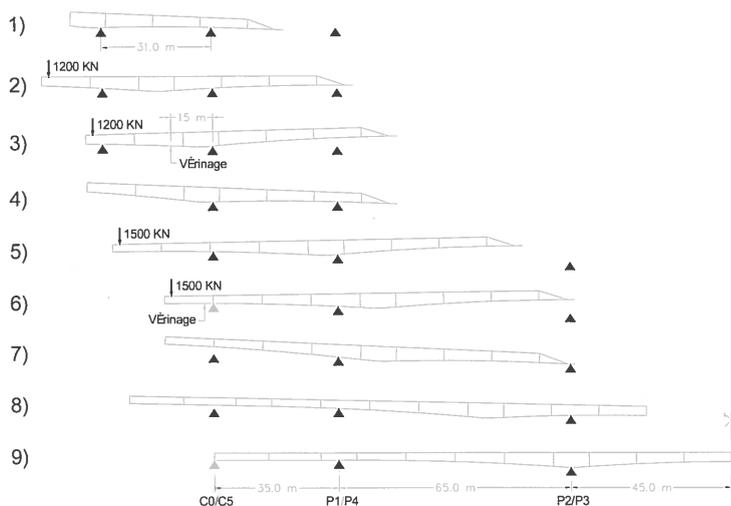


Fig. 12 – Phases du lancement d'un demi-tablier / Launching phases of one half deck

çage des deux demi-tabliers à partir des culées (Photos 3 à 10).

Le lancement du tablier a fait l'objet d'une étude particulière tenant compte de la complexité de la géométrie du tablier à courbure et hauteur variables.

Le problème de la courbure variable a été résolu en maintenant le demi-tablier seulement sur deux appuis ; au cours du lancement ceci a permis d'avoir

un schéma isostatique pendant tout le lancement tout en autorisant le mouvement le long d'une courbe à rayon variable.

Le demi-tablier a été équipé d'un petit avant-bec de 10 m. Deux phases du lancement ont nécessité des contre-poids de 1 200 kN et 1 500 kN pour équilibrer le poids de la charpente.

Lors du lançage, la grande variation de hauteur des poutres (de 2,00 m à 4,00 m) a nécessité plusieurs dénivellations d'appui. Après le lançage, les deux demi-tabliers ont été raboutés à la clé par soudure (Fig. 11).

2.6 Calcul et exécution du hourdis

Pour les analyses à long terme du tablier mixte, on a utilisé les coefficients d'homogénéisation proposés par l'Eurocode ENV 1994-2 :

– $n = (1 + 1,1\phi)E_a/E_c$, pour les actions statiques, avec le coefficient de fluage ϕ calculé à un instant de chargement $t_0 = 28$ j ;

– $n = (1 + 0,55\phi)E_a/E_c$, pour le retrait, avec le coefficient de fluage calculé à un instant de début du retrait $t_0 = 1$ j.

Le calcul des contraintes pendant les phases de bétonnage a été conduit avec un logiciel aux éléments finis spécifique à ce genre de calcul séquentiel, tenant compte du retrait thermique, des phases de coulée et

du comportement à long terme du béton (fluage et retrait).

La Figure 13 montre les séquences de bétonnage et un graphique avec deux enveloppes des contraintes de traction dans la dalle. La courbe (a) représente les contraintes maximales enregistrées au cours du bétonnage, la courbe (b) les contraintes à cinq jours.

Le coulage de la dalle a été effectué avec deux équi-

0	1	a	b	2	3	4	c	d	e	f	5	6	7	8	9	g	h	i	10	11	12	j	k	13	14	00		
Séquence		1	2	3	4	5	a	6	b	7	c	8	d	9	e	10	f	11	g	12	h	13	i	14	j	k	0	00
Semaine		1	2	3			4			5			6			7			8									

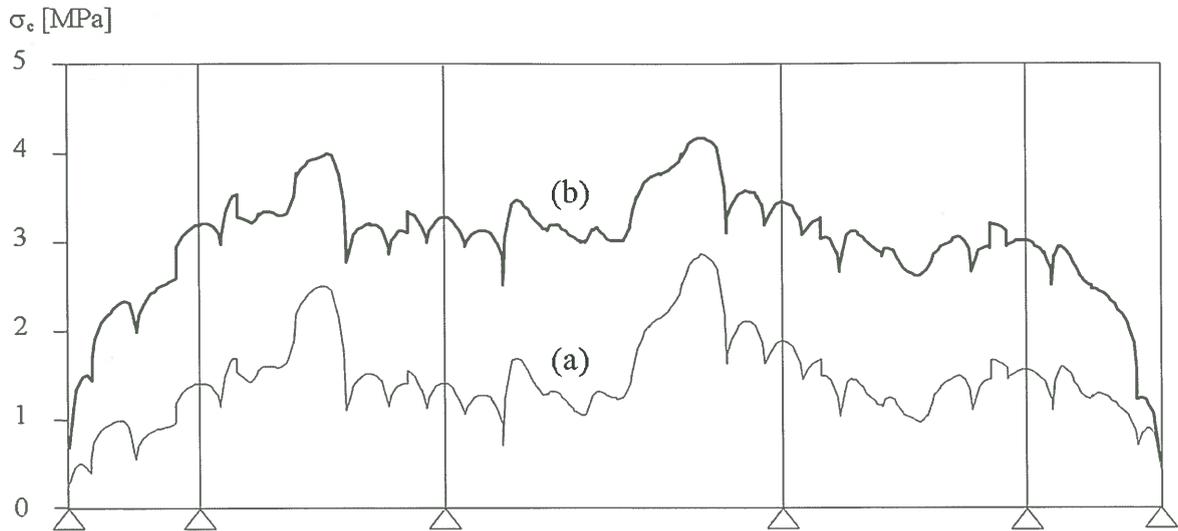


Fig. 13 - Phasage de bétonnage et graphique des contraintes de traction dans la dalle / Concreting sequence and stress diagram in the deck slab



Photo 3 : Tronçons sur piles P2 et P3 / Segment over piers P2 and P3



Photo 4 : Lancement de la 2^e moitié du tablier / Launching of the second half bridge

pages mobiles qui ont permis la réalisation des plots de longueur variable de 10 à 12 m. Avec le premier équipage, on a effectué la coulée des plots en travée (1-14) et avec le second les plots près des appuis (a-k), chacun avec une fréquence de deux plots par semaine. Pour



Photo 5 : 1^{ère} moitié du tablier et préparation de la tête de pile / First half bridge and preparation of pier top



Photo 6 : 1^{ère} moitié du tablier après le lançage / First half bridge after launching



Photo 7 : 1^{ère} moitié du tablier / First half bridge



Photo 8 : Chaise à galet / Launching roller chair



Photo 9 : Phases finales du lançage / Final launching phases



Photo 10 : Phases finales du lançage / Final launching phases

respecter cette séquence, le béton devait atteindre une résistance de 20 MPa à 24 heures avant décoffrage.

La formulation du béton a fait objet d'une série d'essais de laboratoire afin de garantir la résistance au décoffrage. La formule utilisée pour le béton retenue (B40) a été la suivante :

CP CEM II/A 42,5 R Buzzi-Unicem	
Santarcangelo	430 kg/m ³
Sable EMS Savio	830 kg/m ³
Gravillon 8/15 Calcinelli	523 kg/m ³
Gravillon 15/25 Calcinelli	393 kg/m ³
Eau totale	180 l/m ³
Glénium 51 (0,7 %)	3 l/m ³

Les simulations thermiques avaient montré que la résistance de 20 MPa pouvait être obtenue à :

- 12 heures en conditions estivales (température ambiante 30 °C, béton frais 30 °C) ;
- 23 heures en conditions hivernales (température ambiante 0 °C, béton frais 15 °C) avec gâchage à l'eau chaude et isolation de coffrage.

Lors de la fabrication du béton l'humidité du sable et des gravillons a été constamment mesurée. De même, pendant le durcissement du béton, la température a été relevée pour contrôler l'évolution de la résistance.

Le pourcentage d'aciers longitudinaux varie de 1 % environ en travée à 1,6 % sur les appuis.

2.7 Épreuves

Les épreuves d'essai ont eu pour objectif le contrôle des flèches sous les conditions les plus significatives de charges :



Photo 13 : Caniveau / Water trough

Conditions de charges	Flèches mesurées (mm)		Flèches calculées (mm)	
	Travée P1 - P2	Travée P2 - P3	Travée P1 - P2	Travée P2 - P3
Moment maximum 2 ^e travée	-62,95	35,05	-77,67	43,24
Moment maximum travée centrale	41,65	-109,35	42,62	-139,61
Moment minimum appuis P2	-20,15	-75,35	35,06	-96,36

Tableau 2 : Flèches d'épreuves / Test deflections

1. Moment maximum positif dans les travées n° 2 et n° 4 (L = 65 m) ;
2. Moment maximum positif dans la travée centrale (L = 90 m) (Photo 16) ;
3. Moment minimum sur les appuis n° 2 et n° 3.

Dans le tableau, 2 est reportée la comparaison entre les flèches théoriques et mesurées. La différence



Photo 11 : Outil mobile coffrant / Mobile formwork for the deck slab



Photo 14 : Vue latérale du viaduc / Lateral view of the viaduct



Photo 12 : Tablier en cours de bétonnage / Concreting of deck



Photo 15 : Vue du dessous / View from below



Photo 16 : Épreuve de chargement travée centrale /
Test loading of central span

Pendant l'épreuve de charge n° 3, il n'a été observé aucune fissure, y compris sur l'extrados des trottoirs. Il faut remarquer que la dalle et les trottoirs ont été coulés ensemble sur toute la hauteur et ces derniers participent à la raideur du tablier.

3. LES VIADUCS CA' RANIERO

3.1 Données géométriques

Le viaduc Ca' Raniero 1 est constitué de 13 travées et a une longueur totale de 556 m ; le tracé en plan de

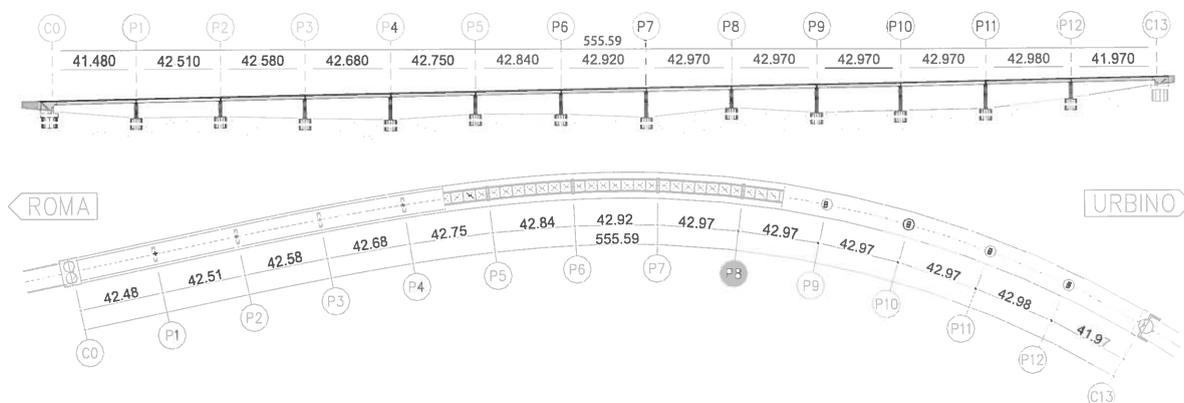


Fig. 14 : Viaduc Ca' Raniero 1 : Élévation et vue en plan / Elevation and plan view

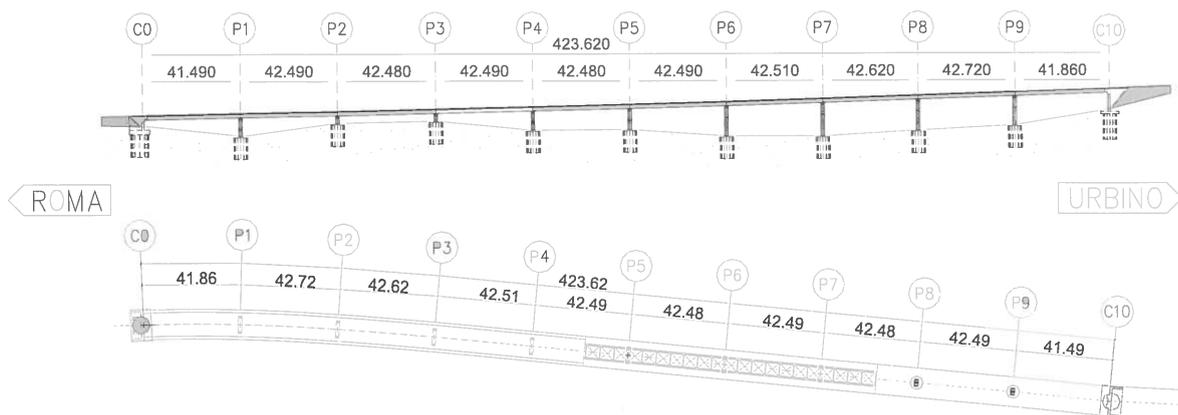


Fig. 15 : Viaduc Ca' Raniero 2 : Élévation et vue en plan / Elevation and plan view

peut être expliquée par la méthode de calcul avec un modèle à poutre tenant compte de la fissuration de la dalle dans les zones des moments négatifs.

l'ouvrage s'inscrit sur un clothoïde avec rayon minimal de 500 m environ (Fig. 14). Le viaduc Ca' Raniero 2 est constitué de 10 travées et a une longueur

total de 424 m ; le tracé en plan est droit dans les premières 8 travées et courbe dans les deux autres (Fig. 15).

Les deux viaducs ont des travées de portée variable de 41,49 m à 42,97 m, imposées par la position des puits marocains déjà réalisés. La largeur totale du tablier est de 13,00 m avec une chaussée de 10,50 m composée de 3 voies de circulation de 3,50 m chacune (Fig. 16).

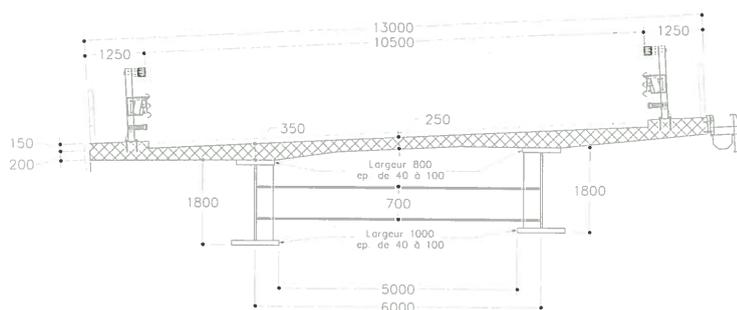


Fig. 16 : Viaducs Ca' Raniero : Coupe transversale / Deck section

3.2 Appuis et fondations

Les fondations des viaducs Ca' Raniero (piles et culées) sont constituées de puits marocains déjà réalisés, de 6 m de diamètre et 12 m de profondeur. Les aciers en attente du fût des piles, ne convenant pas à cause de



Photos 17a : Montant courant / Current vertical stiffener

leur état de conservation et du changement de la géométrie des piles, ont été remplacés par des barres Ø 26-30 mm fixées sur trous Ø 41 mm 1,20 m long, exécutés sur les fondations existantes.

Les piles ont une hauteur variable de 6,00 à 20,00 m environ et sont constituées d'un fût à section pleine constante inscrit dans un rectangle 3,50 m x 2,00 m et d'une partie sommitale où le côté de 3,50 m s'élargit suivant un raccord circulaire jusqu'à 8,30 m pour accueillir les deux poutres du tablier.

3.3 Appareils d'appui

Les appareils d'appuis, à pot et conçus démontables, sont unidirectionnels ou multidirectionnels. L'extrémité fixe du viaduc Ca' Raniero 1 est située sur la culée C13, où sont positionnées deux butées sismiques de 8 500 kN connectées à la paroi frontale de 3,50 m d'épaisseur, au moyen de barres d'aciers. L'extrémité

fixe du viaduc Ca' Raniero 2 est située sur la culée C0 et les butées sismiques sont de 7 000 kN.

Le vérinage du tablier est prévu sous les entretoises sur appuis.

3.4 Tablier

Le tablier, de type mixte acier-béton, est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur variable connectée sur deux poutres en I de hauteur constante de 1,80 m, espacées de 6,00 m et reliées entre elles par des



Photos 17b : Montant sur appuis / Support stiffener



Photo 18 : Tronçon avec semelles additionnelles /
Flanges with superimposed plates



Photo 19 : Culée fixe / Fixed abutment

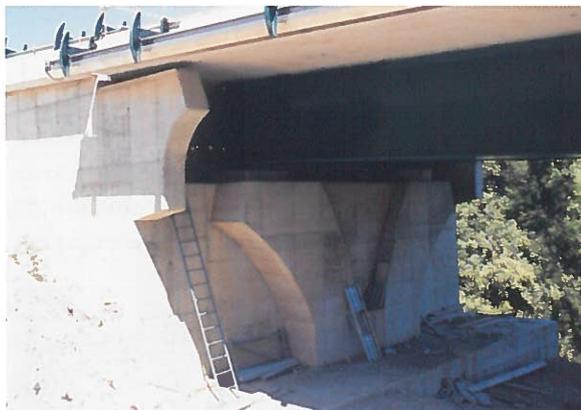


Photo 20 : Culée mobile / Mobile abutment

entretoises en I tous le 6 m environ. Les entretoises courantes ont 0,60 m de hauteur et sont connectées avec des boulons aux montants en simple plat. Au niveau de l'assemblage supérieur du montant, un gousset triangulaire a été ajouté pour réduire les contraintes de fatigue (Photo 17a).

Les entretoises sur appuis sont soudées aux poutres et sont dimensionnées pour le vérinage du tablier et le



Photos 21 : Mise en place à la grue / Mounting by cranes



Photos 22 : Mise en place à la grue / Mounting by cranes

transfert de l'action sismique transversale aux piles. Pour faciliter les opérations de soudure, la partie plus sollicitée de l'entretoise a été soudée à la poutre en atelier, tandis que le joint à réaliser en place a été déplacé à 1,15 m de distance de l'âme de la poutre (Photo 17b).

Les semelles des poutres comportent des tôles additionnelles en travée (Photo 18).

Les montants des piles sont réalisés avec 3 + 3 plats disposés symétriquement par rapport à l'âme à un entraxe

de 0,30 m de façon à garantir le transfert des réactions verticales d'appuis au tablier même en présence de dilatations thermiques longitudinales.

En correspondance de la butée sismique à l'extrémité fixe du tablier, on a prévu le raidissement des âmes des poutres au moyen de trois plats longitudinaux soudés sur chaque côté des âmes (Photos 19, 20).

3.5 Dalle

La dalle a une section courante à épaisseur variable de 35 cm en correspondance des appuis sur les poutres métalliques, à 25 cm au milieu et 20 cm à l'extrémité. Dans les deux parties d'extrémité du tablier, près des joints de chaussée, la dalle présente une épaisseur constante de 35 cm.

La connexion aux poutres est réalisée avec des goujons. À l'extrémité fixe du tablier, pour garantir la diffusion de la charge transmise par la butée sismique sur toute la poutre composée, la connexion poutre-dalle a été renforcée sur une longueur de 3,60 m.

3.6 Mise en place de l'ossature métallique et bétonnage du hourdis

Les poutres de 1,80 m de hauteur, réalisées en tronçons de 10 à 12,5 m de long, ont été assemblées par soudure sur une plate-forme au-dessus des piles et mises en place à la grue.

Le bétonnage du hourdis a été réalisé à l'aide de deux équipages mobiles, chacun avec une fréquence de deux plots par semaine (Photos 21, 22).

4. QUANTITÉS ET DÉLAIS

Béton :	15 300 m ³
Armatures :	2 835 t
Coffrages :	30 000 m ²
Surface de tablier :	17 000 m ²
Charpente métallique (S 355) :	4 385 t
Excavations :	80 000 m ³
Remblais :	13 200 m ³
Montant des travaux :	20 M€

Protection anticorrosion

Le système de protection anticorrosion de la charpente métallique a été réalisé en 3 couches d'épaisseur 60, 130, 40 µm. La teinte de finition est vert opale RAL 6026.

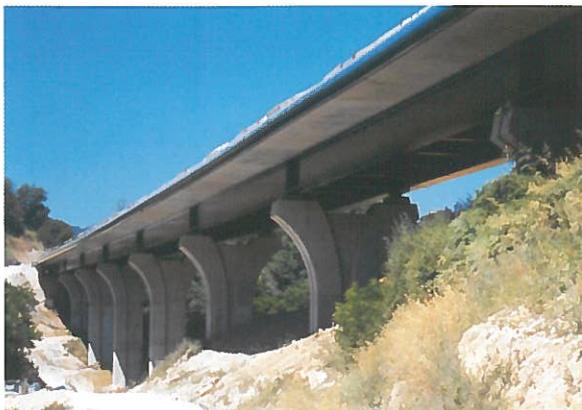
Durée des travaux : 27 mois

5. PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage :	ANAS (DDE Italienne)
Maître d'œuvre :	ANAS - Compartimento della Viabilità per le Marche
Entreprise générale :	VINCI Construction - Grands Projets, France
Charpente métallique :	CIMOLAI Spa, Pordenone, Italie
Conception du projet :	Prof. Luigino Dezi
Bureau d'études :	Studio Dezi, Ancône, Italie
Projet du montage :	Bureau d'études Romaro, Padoue, Italie

6. BIBLIOGRAPHIE

- [1] Clemente P., Dezi L. e Leoni G. - Modellazione di impalcati bi-trave composti ad asse curvo. III Settimana delle Costruzioni in Acciaio - Genova, Settembre 2003.
- [2] Dezi L., Formica M. e Niccolini S. - Verifica di stabilità delle piattabande negli impalcati bi-trave composti con traversi flessibili. III Settimana delle Costruzioni in Acciaio - Genova, Settembre 2003.
- [3] OTUA (1972) - Calcul des poutres courbes. Bulletin de liaison 2, p. 13-26.
- [4] National Steel Bridge Alliance (1986) - V-Load Analysis. Highway structures design handbook 1 chap. 12, p. 12.1-12.53.
- [5] Dezi L., Gara F. e Leoni G. - Il controllo della fessurazione negli impalcati continui composti. III Settimana delle Costruzioni in Acciaio - Genova, Settembre 2003.



Photos 23 : Viaduc Ca' Raniero 2 / Viaduct Ca' Raniero 2



Photos 24 : Viaduc Ca' Raniero 2 / Viaduct Ca' Raniero 2