

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА МОСТОВ В ХОРВАТИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПК МКЭ АНАЛИЗА SOFiStiK

Редакция журнала «ДОРОГИ. Инновации в строительстве» продолжает знакомить читателей с возможностями ПК SOFiStiK. Вниманию специалистов предлагается серия статей о мостах в Хорватии, спроектированных с помощью этого уникального программного комплекса. Проекты мостовых переходов через реки Дубровачка, Крка, Мирна, а также моста в Ясеновицах, были разработаны конструкторским отделом факультета гражданского строительства Университета Загреб (Хорватия). В предыдущей публикации рассказывалось о вантовом мосте со сталежелезобетонным пролетным строением через реку Дубровачка. Вторая статья хорватского цикла посвящена виадуку Мирна.

Виадук Мирна

Виадук Мирна находится на участке Нова Вас — Висняна западной части автомагистрали в Истрии, в месте пересечения реки Мирна и ее долины.

Расположение виадука определялось ограничениями, связанными в основном с низкой несущей способностью аллювиальных грунтов долины. Из-за чрезвычайно неблагоприятных грунтовых условий было необходимо по максимуму уменьшить общий вес виадука. Этому требованию удовлетворяло принятое относительно легкое стальное пролетное строение. С дру-

гой стороны, для сокращения количества опор длины пролетов не должны были быть слишком маленькими. В итоге длина основного пролета составила 66,5 м.

Окончательное расположение моста было принято с учетом всех ограничений, налагаемых основанием, руслом реки Мирна, существующими ирригационными каналами и т. д.

Проект автомагистрали для секции, включающей виадук, был разработан Проектным бюро IPZ (Загреб) и полностью охватывал профиль четырехполосной проезжей части, план

местности и вертикальное положение трассы, заданное отметками оси автомагистрали. Ось виадука находится на расстоянии 5,5 м от оси автомагистрали.

В плане автомастрада располагается на горизонтальной кривой радиусом 4000 м, виадук — на кривой радиусом 4005,5 м. Вертикальное расположение трассы определено условием минимальной высоты опор, таким образом, продольный профиль располагается на вогнутой кривой радиусом 17500 м. Полная длина виадука по оси составляет 1378,03 м с расположением пролетов по схеме: $L = 51,07 + 15 \times 66,491 + 70,096 + 2 \times 50,069 + 63,087 + 42,558 + 30,542 = 1354,86$ м (рис. 2.1).

Полная ширина проезжей части виадука без карнизов составляет 10,10 м, ширина габарита между барьерными ограждениями — 9,10 м. Ширина проезжей части — 8,62 м, включая две полосы движения по 3,5 м каждая, а также полосу безопасности.

Опоры моста

Устои обсыпного типа с короткими параллельными открьлками. Зазор, оставленный между стенкой устоя и пролетным строением, позволяет установить продольные демпферы, повышающие безопасность виадука при сейсмическом воздействии. Во время строительства устои пришлось перепроектировать для соответствия уже установленным деформационным швам и демпферам, отличающимся от заданных проектом.

Все опоры виадука очень тонкие, H-образной формы в поперечном сечении, включающем стенки и два пояса, развивающихся в направлении оси моста. Высота опоры, измеренная от верха ригеля до верха свайного ростверка, изменяется от минимального значения 13,45 м для опоры P1 до максимального значения 40,026 м для опоры P19. Толщина элементов по высоте опоры составляет 30 см для стенки и 35 см для поясов. Все опоры по высоте имеют

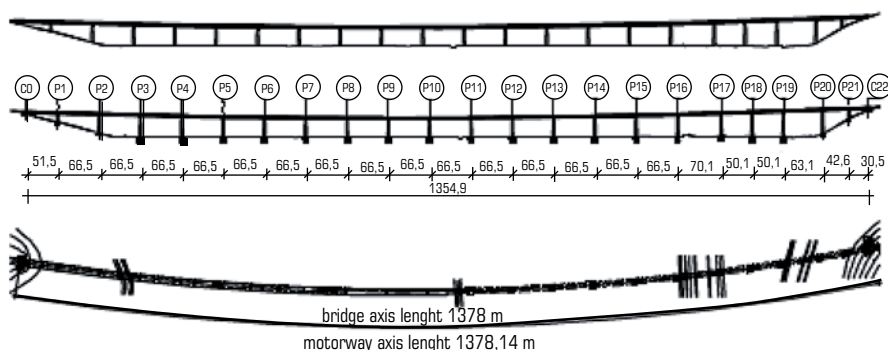


Рис. 2.1. Продольный профиль виадука Мирна и план трассы на местности

постоянную ширину 4,5 м в направлении, перпендикулярном оси моста. В направлении вдоль оси моста опоры сужаются к верхней части, с постоянным соотношением 40:1 с длиной пояса в верхней части 2,5 м. Длина ригеля — 7,5 м, ширина — 2,5 м, высота — 1,5 м с вырезом. Опорные части размещаются на подферменниках в верхней части ригеля.

Оба устоя (P1 и P2) и опоры P2-P21 располагаются на естественном скальном основании долины реки Мирна. Опоры P3, P4, P18 и P19 установлены на стальных винтовых сваях НТМ 600×149, опирающихся на скалу при помощи их наконечников, в то время как все остальные опоры (P5-P17) установлены на стальных винтовых сваях НТМ 600×149, погруженных до отметки -65 м.

Стальные сваи заходят в бетонный ростверк как минимум на 1 м. Свайный ростверк высотой 2 м и размерами в плане 9,4×9,2 м сконструирован с глубиной заложения около 0,5 м. Конструкция типовой опоры, свайного основания, ростверка и ригеля показаны на рис. 2.2.

Сталежелезобетонное пролетное строение

Относительно гибкое пролетное строение состоит из двух главных двутавровых стальных балок, расположенных на расстоянии 5 500 мм, поперечных балок и железобетонной плиты проезжей части, объединенной с главными балками. Пролетное строение неразрезное по длине всех 22 пролетов с полной длиной 1354,86 м. Главные балки, для облегчения монтажа продольной подвижки, имеют постоянную полную высоту 2 750 мм. Постоянная ширина верхнего пояса — 700 мм, нижнего — 800 мм (по всей длине виадука).

Толщина верхнего пояса в основном составляет 30 мм (кроме участка длиной 70 м в пролете L17 с толщиной 35 мм), на устоях как С0, так и С22 и на опорах P18 и P21. Над опорами верхний пояс состоит из двух сварных листов 700×50+580×48 мм, а на наиболее нагруженной опоре P16 — из двух сварных листов 700×60+560×50 мм (рис. 2.3).

Стандартная толщина нижнего пояса — 35 мм. Над опорами он сварен из двух листов 800×50+680×48 мм, на наиболее нагруженной опоре P16 — из двух листов 800×60+660×50 мм. По всей длине виадука стенки имеют

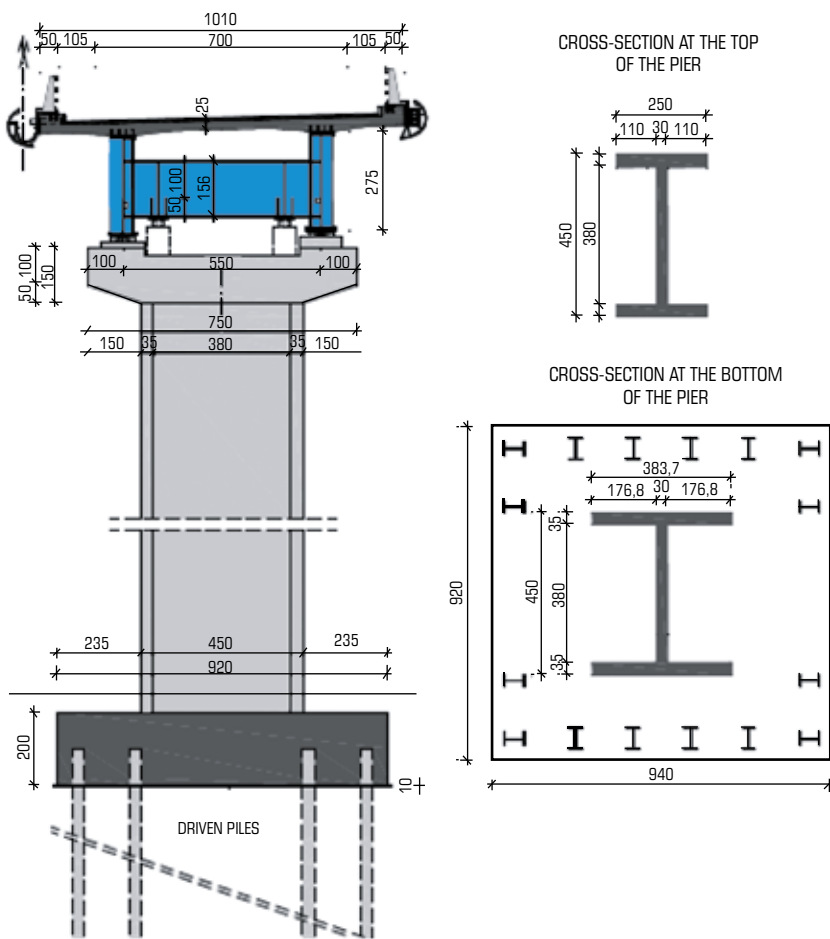


Рис. 2.2. Типовая опора со стальными сваями

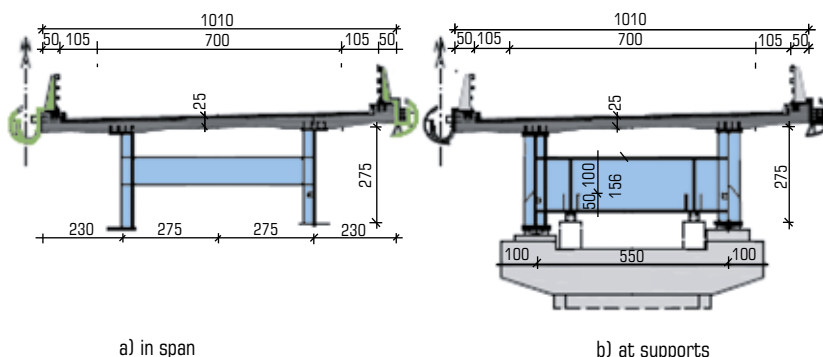


Рис. 2.3. Поперечное сечение пролетного строения

постоянную толщину 16 мм и переменную, в зависимости от толщины поясов, высоту. Поперечные балки — сварные, с поясами 300×20 мм и стенкой 760×12 мм, расположенные с шагом 7 540 мм в пролетах и 4 800 мм возле опор, что обеспечивает устойчивость элементов конструкции при поперечном кручении в зонах высоких изгибающих моментов при совместной работе с вертикальными ребрами жесткости стенок. Над опорами расположены более жесткие попереч-

ные балки (с поясами 500×30 мм и стенками 1 500×25 мм), позволяющие расположить на них домкраты для подъема пролетного строения при необходимости компенсировать осадку грунта с регулировкой положения или заменой опорных частей. Совместно с ребрами жесткости балок эти конструкции также передают горизонтальные усилия на опорные части. Железобетонная плита проезда имеет толщину 25 см, увеличивающуюся до 35 см над верхними

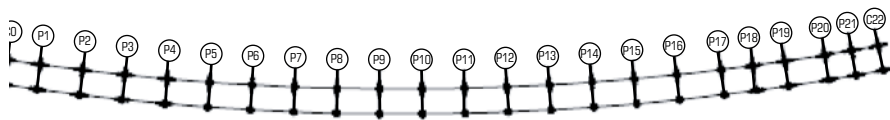


Рис. 2.4. Схема расположения опорных частей

Таблица 2.1.
Расход основных материалов

Элемент	Класс бетона	Объем (м³)		Ненапрягаемая арматура	Вес	
		общий	на м²		Общий (т)	Кг/м²
Опоры	B 35	6920	0,55	BSt 500 S	750,23	60
Плита	B 45	4271	0,34	BSt 500 S	1081,4	86
Пролетное строение	Марка стали		Общий вес (т)		Вес на м² (кг)	
	St 52-3		2 720,9		217	

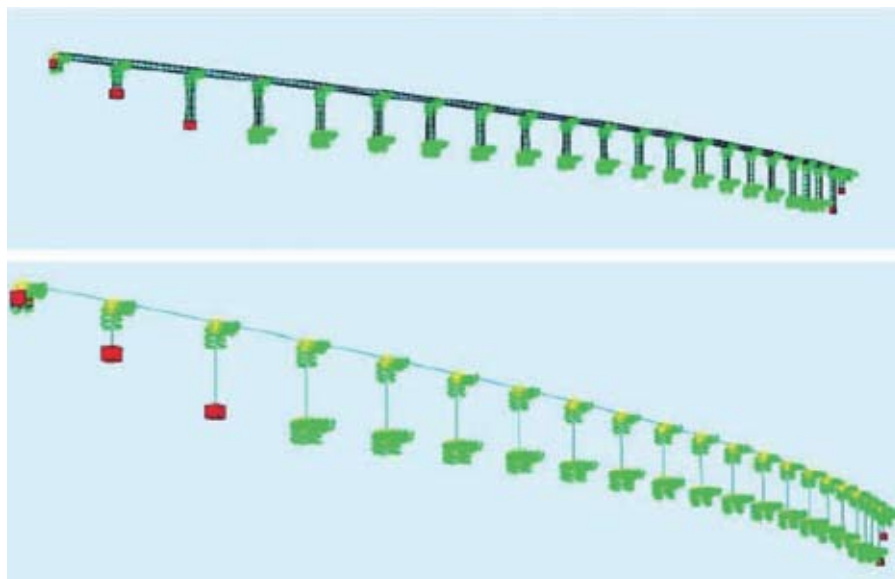


Рис. 2.5. Численная модель

поясами главных балок. Торцевые участки плит усилены поперечными балками высотой 54 см.

Расположение опорных частей

На виадуке Мирна принята достаточно редкая схема постановки опорных частей, обусловленная малой горизонтальной жесткостью висячих свай при неблагоприятных грунтовых условиях. На опорах P5-P17 были установлены пары продольно неподвижных опорных частей, одна из которых — подвижна в поперечном направлении. Такая неподвижность необходима для того, чтобы снизить неблагоприятное влияние крутяще-

го момента в относительно слабых H-образных сечениях опор. Среди опорных частей на обоих устоях и опорах P1-P4 и P18-P21 одна является всесторонне-подвижной, вторая — продольно-подвижной (рис. 2.4).

По длине пролетное строение ограничено двумя устоями с установленными вязкими демпферами с допустимой нагрузкой до 1 000 кН каждый. Эти устройства допускают медленные продольные перемещения (из-за температурных перепадов, ползучести и усадки бетона), но при внезапных перемещениях от сил торможения, продольных ветровых и сейсмических нагрузок они блокируются. Опорные части, установленные

на виадуке Мирна, были поставлены итальянской компанией FIP Industriale, вязкие демпферы — немецкой компанией Maurer Söhne.

Расход основных материалов

Расход материалов для виадука Мирна (без учета фундаментов) приведен в табл. 2.1, вместе с характеристиками стали и бетона.

Расчеты

Статический, динамический анализ, проверка напряжений и требуемые расчеты армирования были полностью выполнены с помощью пакета программ SOFiStiK. Нагрузки определялись по немецким мостовым нормам DIN 1072, за исключением сейсмической нагрузки, которая была оценена на основании EC8. Положения подвижной нагрузки, вызывающей максимальные усилия, были определены на основе линий влияния. Ползучесть и усадка бетона были вычислены с использованием DIN 4227. Нагрузки были разделены на основные (H) и дополнительные (Z), согласно применяемым нормам.

Расчеты сталежелезобетонного пролетного строения были выполнены, исходя из предположения упругой работы плиты, а также с учетом возможности образования трещин на расстоянии до 7 м от осей опирания, симметрично в оба смежных пролета (рис. 2.5).

Максимальные растягивающие и сжимающие напряжения от изгиба в верхнем и нижнем поясах главных балок просуммированы в табл. 2.2 для обоих видов расчета. Очевидно, что единственно значимая разница в напряжениях встречается лишь в верхнем поясе в зоне действия надпорного момента.

Также было исследовано влияние последовательности бетонирования плиты проезда на дополнительные напряжения и прогибы. Сравнение напряжений в поясах главных балок с учетом последовательности бетонирования плиты проезда, и без ее учета, приведено в табл. 2.3.

Проверка устойчивости опор была выполнена с учетом геометрической и физической нелинейности по деформированной схеме для критических сочетаний нагрузок, умноженных на общий коэффициент запаса прочности 1,75, согласно DIN 1045. В расчете учитывалось максималь-



Рис. 2.6. Анкерные упоры стальных свай

ное отклонение геометрии в 1/300 от свободной длины, заданное согласно первой форме потери устойчивости. Полученный максимальный процент армирования относительно площади рабочей зоны бетона находился в интервале 0,61–1,65%.

По предложению подрядчика, анкеровка стальных свай выполнялась их заделкой в ростверк на длину, по крайней мере, 1 м. Безопасная передача усилий между стальными сваями и ростверком была обеспечена путем размещения анкерных соединителей-упоров, выполненных из арматурных стержней диаметром 32 мм (рис. 2.6).

Незначительные размеры оголовка свай в плане и небольшая глубина их заделки в бетон ростверка, а также неблагоприятное расположение сосредоточенных нагрузок, действующих на ростверк, потребовали мощного двухслойного армирования в обоих направлениях.

Передача усилий на арматурные стержни, установленные с шагом 15 см, происходит возле оголовков свай или на концах самих стержней.

Это обстоятельство привело к усилению армирования в зонах анкеровки, фактическое поведение железобетонного ростверка было точно смоделировано конструкцией пространственного арматурного каркаса. Арматура была размещена так, чтобы охватить оголовки стальных свай и их анкерные крепления.

Расположение ненапрягаемой арматуры изображено на рис. 2.7. Для реализации столь сложной схемы понадобилось точное описание последовательности установки стержней.

Строительство

Генеральным подрядчиком выступила французская компания BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS, субподрядчиком по производству, сборке и монтажу

Таблица 2.2.
Максимальные напряжения в верхнем и нижнем поясах для упругой модели и модели с возможностью образования трещин

	Сочетания нагрузок (H)		Сочетания нагрузок (H2)	
	в пролете	на опорах	в пролете	на опорах
Верхний пояс				
Бетон с трещинами	-198,4 МПа	211,5 МПа	-199,2 МПа	220,9 МПа
Бетон без трещин	-194,5 МПа	150,4 МПа	-195,5 МПа	152,6 МПа
Нижний пояс				
Бетон с трещинами	229,5 МПа	-200,5 МПа	246,0 МПа	-212,7 МПа
Бетон без трещин	222,4 МПа	-198,0 МПа	240,5 МПа	-206,6 МПа

Таблица 2.3.
Максимальные напряжения в верхнем и нижнем поясах при учете (без учета) последовательности бетонирования плиты проезда

	Верхний пояс		Нижний пояс	
	в пролете	на опоре	в пролете	на опоре
С учетом последовательности бетонирования плиты проезда	-185,9 МПа	144,4 МПа	114,3 МПа	-187,6 МПа
Без учета последовательности бетонирования плиты проезда	-192,4 МПа	157,5 МПа	113,2 МПа	-187,0 МПа

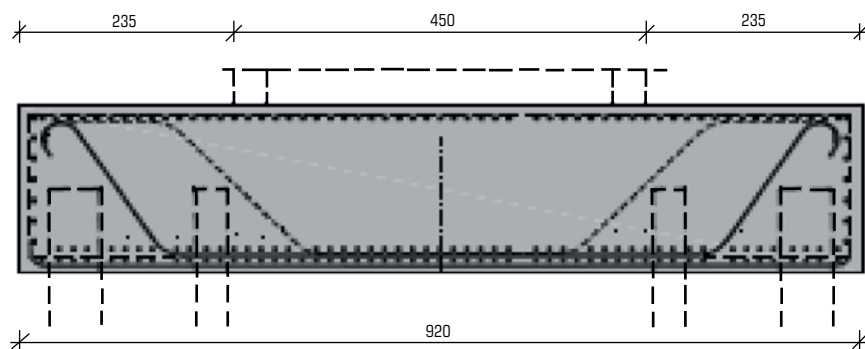


Рис. 2.7. Армирование ростверка



Рис. 2.8. Сооружение опор



стальной части пролетного строения — итальянская компания CIMOLAI. Фундаменты, расположенные на твердом скальном основании, были выполнены в широком котловане, с применением стандартной опалубки. Стальные сваи забивались до выемки грунта для устройства ростверка. Опоры были возведены в скользящей

опалубке секциями длиной по 5 м. Высокая гибкость опор потребовала особую геометрическую точность выполнения работ. Все монтажные стыки были подготовлены и выполнены с особой тщательностью. Ригели опор бетонировались на заключительном этапе (рис. 2.8).

Монтаж пролетного строения на



Рис. 2.9. Этапы строительства

площадке позади устоев начался со сборки стальных частей, включая главные продольные балки, поперечные балки и временные горизонтальные связи. Продольная навивка стальной части пролетного строения с преимущественно забетонированной плитой проезда, армированной на месте, производилась с обеих сторон.

После завершения навивки и объединения стальной части в неразрезную конструкцию, пролетное строение под тщательным контролем было опущено на опорные части до достижения проектной геометрии. Бетонирование плиты проезда было выполнено в съемной опалубке, опертой на главные балки, в строгом

соответствии с проектом. На завершающем этапе были установлены демпферы и деформационные швы над устоями, после чего последовали работы по обустройству территории.

Основные участники проектирования и строительства:

- заказчик — BINA Istra, (г. Пула, Хорватия)

- главный проектировщик, выполнивший также проекты строительства и ж/б конструкций, — факультет гражданского строительства, Университет Загреб

- генеральный подрядчик — Bouygues Travaux Publics (Париж, Франция)

- субподрядчик по монтажу стальных конструкций, выполнивший также чертежи стальных конструкций, — CIMOLAI (Порденоне, Италия).

**Златко Савор,
факультет гражданского
строительства, отдел конструкций,
Университет Загреб, Хорватия**

**Авторы перевода:
Д.А. Ярошутин,
эксперт ПК SOFiSTiK, зам. декана,
ст. преподаватель;
Я.С. Баранова,
кафедра мостов и тоннелей
АДФ СПбГАСУ**

Продолжение следует