

Проектирование моста Гуангъянг в Республике Корея

Дзя Хонг Ким, генеральный директор компании Daelim Industrial Co. Ltd, Сеул, Корея

Хуен Сок Чой, инженер-исследователь компании Daelim Industrial Co. Ltd, Сеул, Корея

Мьенг Дзя Ли, директор компании Yooshin Engineering Corp., Сеул, Корея

Санг Хун Шин, директор компании Yooshin Engineering Corp., Сеул, Корея

До Дзун Бак, управляющий компанией Yooshin Engineering Corp., Сеул, Корея

(Впервые опубликовано на английском языке в Сборнике трудов Симпозиума АИПК в Бангкоке, IABSE Reports, vol. 96, IABSE Symposium Bangkok 2009 «Sustainable Infrastructure. Environment Friendly, Safe and Resource Efficient», под названием «The Planning and Design of the Gwangyang Suspension Bridge in Korea», авторы Jae Hong Kim, Hyun Sok Choi, Myeong Jae Lee, Sang Hoon Shin и Ingo Do Jun Back)

Описываются основные характеристики конструкции и результаты исследований, выполненных на стадии планирования и проектирования соединяющего города Миодо и Гуангъянг большепролетного висячего моста длиной 2260 м с главным пролетом длиной 1545 м – четвертым в мире по длине пролета в висячих мостах. Центральный судоходный пролет обеспечивает подмостовой габарит для прохода судов-контейнеровозов вместимостью 18 тыс. двадцатифутовых стандартных контейнеров и снижает опасность навала судов на пилонные опоры. Пилоны высотой 270 м и относительная стрела провиса несущего каната 1/9 позволяют уменьшить размер анкерных фундаментов и снизить общую стоимость строительства. Главный пролет из двух коробчатых балок гарантирует аэродинамическую устойчивость пролетного строения. По результатам испытаний модели моста в аэродинамической трубе найдено оптимальное поперечное сечение, способное гасить вибрацию от ветровых вихрей и уменьшать коэффициент лобового сопротивления ветровому потоку. Примером внедрения инновационных конструкций служат высокопрочный главный несущий канат с прочностью проволок 1860 МПа, глухие анкеры на пилонах, демпферы на концах балки жесткости и др.

Большепролетный мост, соединяющий города Миодо и Гуангъянг в Республике Корея, входит в составе третьего участка подходной дороги к государственному промышленному комплексу Йосу (планируемый срок строительства – с 2007 по 2012 г.). Полная длина моста составляет 2260 м, длина центрального пролета 1545 м, что позволяет считать его четвертым в мире по длине пролета среди висячих мостов (рис. 1). Строительство планировали вести с равномерным распределением капиталовложений, позволяющим сократить общий объем финансирования и улучшить условия инвестирования при реализации проекта создания туристической зоны в заливе Гуангъянг к открытию Всемирной выставки 2012 г. («EXPO 2012 Йосу КОРЕЯ») с Национальным морским



Рис. 1. Вид с высоты птичьего полета на мост, соединяющий города Миодо и Гуангъянг

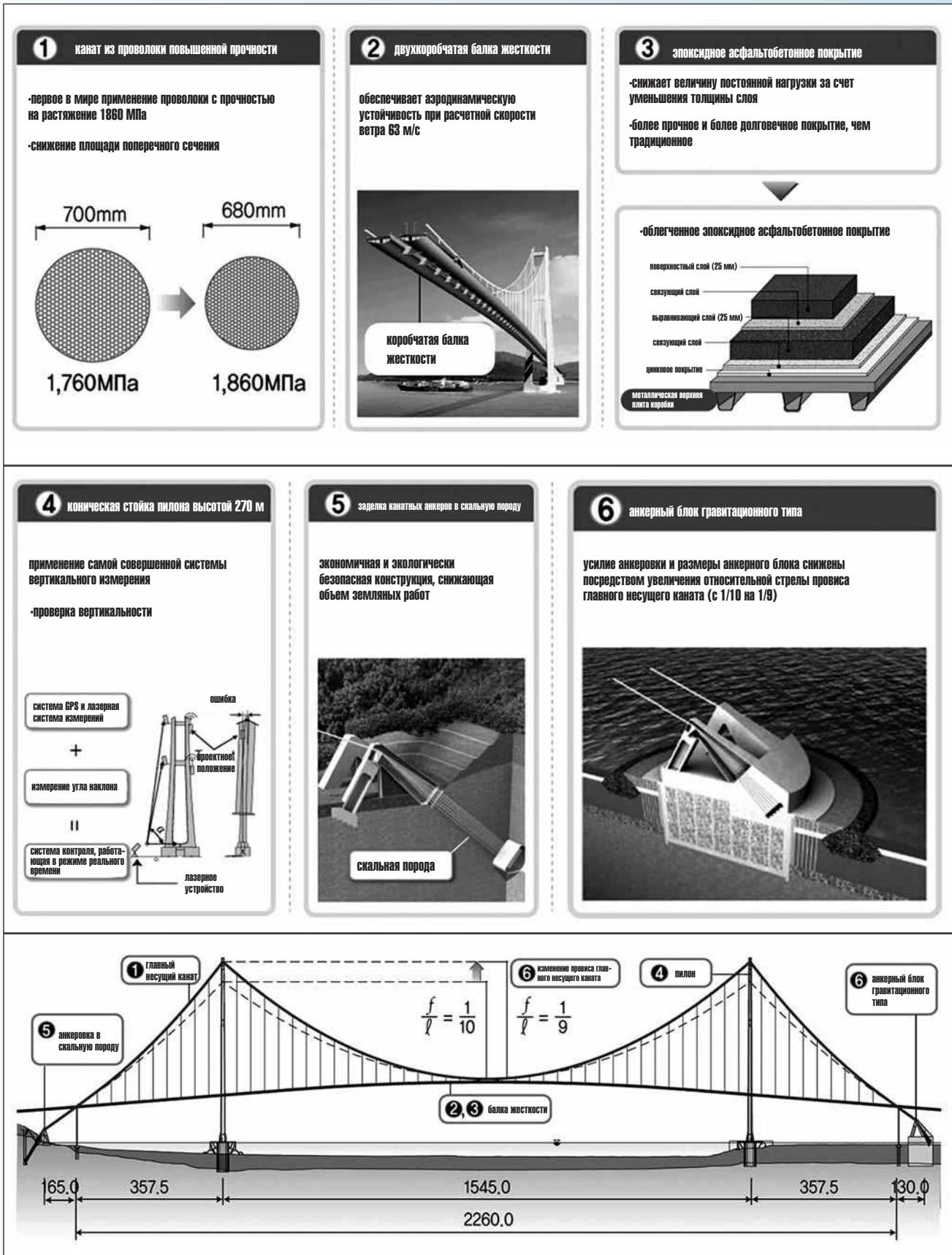


Рис. 2. Инженерные решения, реализуемые при строительстве большепролетного висячего моста

Сравнение характеристик высокопрочной проволоки

Показатель	Прочность на растяжение, МПа	
	1860	1760
Поперечное сечение	Канат диаметром 680 мм до обертки Ø5,4 мм×396 проволок×32 пряди = 12672 проволок в канате	Канат диаметром 700 мм до обертки Ø5,4 мм×420 проволок×32 пряди = 15540 проволок в канате
Собственный вес	22,92 кН/м×2707 м×2 шт. = 124098 кН (1,00)	24,31 кН/м×2707 м×2 шт. = 131636 кН (1,06)
Изготовитель	Изготовлен в Корее, полностью испытан Применяемые диаметры: 5,0–5,5 мм Результаты испытаний: 2020–2069 МПа Модуль упругости: 200000 МПа ±5 %	Наивысшая прочность в прошлом Применяемые диаметры: 5,0–7,0 мм Результаты испытаний: 1873–1893 МПа Модуль упругости: 200000 МПа ±5 %

парком Валлео на юго-западе страны.

Проект висячего моста Гуангъянг разработан южнокорейскими компаниями Daelim Industrial Co. Ltd и Yooshin Corporation, которые в свое время запроектировали и построили мост Сорок (Sorok) висячей конструкции с воспринятым распором и центральным пролетом 250 м, а в настоящее время строят мост Цзяогум (Jeokgeum) – однопролетный висячей конструкции с пролетом 850 м.

Длина центрального пролета моста Гуангъянг будет составлять 1545 м, в будущем под ним смогут проходить контейнеровозы вместимостью 18 тыс. двадцатифутовых контейнеров. Сложные природные условия, в которых будет эксплуатироваться мост (сильные ветра, наличие сейсмической активности, высокая интенсивность движения), а также требования по экономичности строительства предопределили необходимость внедрения новейших конструктивных решений и технологий, которые нашли применение в современных висячих мостах. Уже на стадии планирования и начальной стадии проектирования моста в качестве окончательной конструктивной схемы была выбрана наиболее приемлемая конструкция.

Новые конструктивные решения

Первоначальный проект мостового перехода, соединяющего Миодо и Гуангъянг, предусматривал сооружение моста висячей системы с главным пролетом длиной 1100 м и относительной величиной стрелы провеса главного несущего каната 1/10. Однако при эскизном проектировании длину центрального пролета увеличили до 1545 м, что в будущем обеспечит свободный проход под мостом судов-контейнеровозов и снизит опасность навала судов на пилонные опоры. Увеличение относительной стрелы провеса главного несущего каната с 1/10 до 1/9 позволило уменьшить усилия от анкерных канатов, и анкерная опора со стороны Миодо будет запроектирована меньших размеров, чем это предполагали вначале, и позволило снизить стоимость моста. Для четвертого в мире подвесного моста по величине главного пролета снижение общей стоимости и собственного веса конструкции имеет огромное значение. Уменьшение постоянной нагрузки было достигнуто применением более прочного и более долговечного защитного сцепляющего слоя. По оцинкованной поверхности ортотропной плиты проезжей части будет уложен связующий и выравнивающий слой толщиной 25 мм, а вместо тра-

диционного слоя износа предусмотрено эпоксидное асфальтобетонное покрытие толщиной 25 мм. В несущих канатах впервые применена проволока повышенной прочности. Трехпролетная балка жесткости в поперечном сечении состоит из двух коробок (рис. 2), которые обеспечивают аэродинамическую устойчивость при скорости ветра 63 м/с, в местах опирания отсутствуют неподвижные опорные части (рис. 3).

Главный несущий канат из высокопрочной проволоки

Прочность на растяжение проволоки, из которой составлен главный несущий канат рассматриваемого моста, увеличена с 1760 до 1860 МПа. По мере развития технологии производства стали в Корее начали выпускать высокопрочную проволоку, которая тотчас нашла применение в мостостроении. На объекте впервые в истории в центральном пролете будет использован канат, изготовленный из высокопрочной (1860 МПа) проволоки. В результате на 6 % уменьшается собственный вес каната и сокращается площадь поперечного сечения, что, в свою очередь, уменьшает его сопротивление потоку воздуха. Это обстоятельство повышает экономическую эффективность конструкции и ее безопасность. Главный несущий

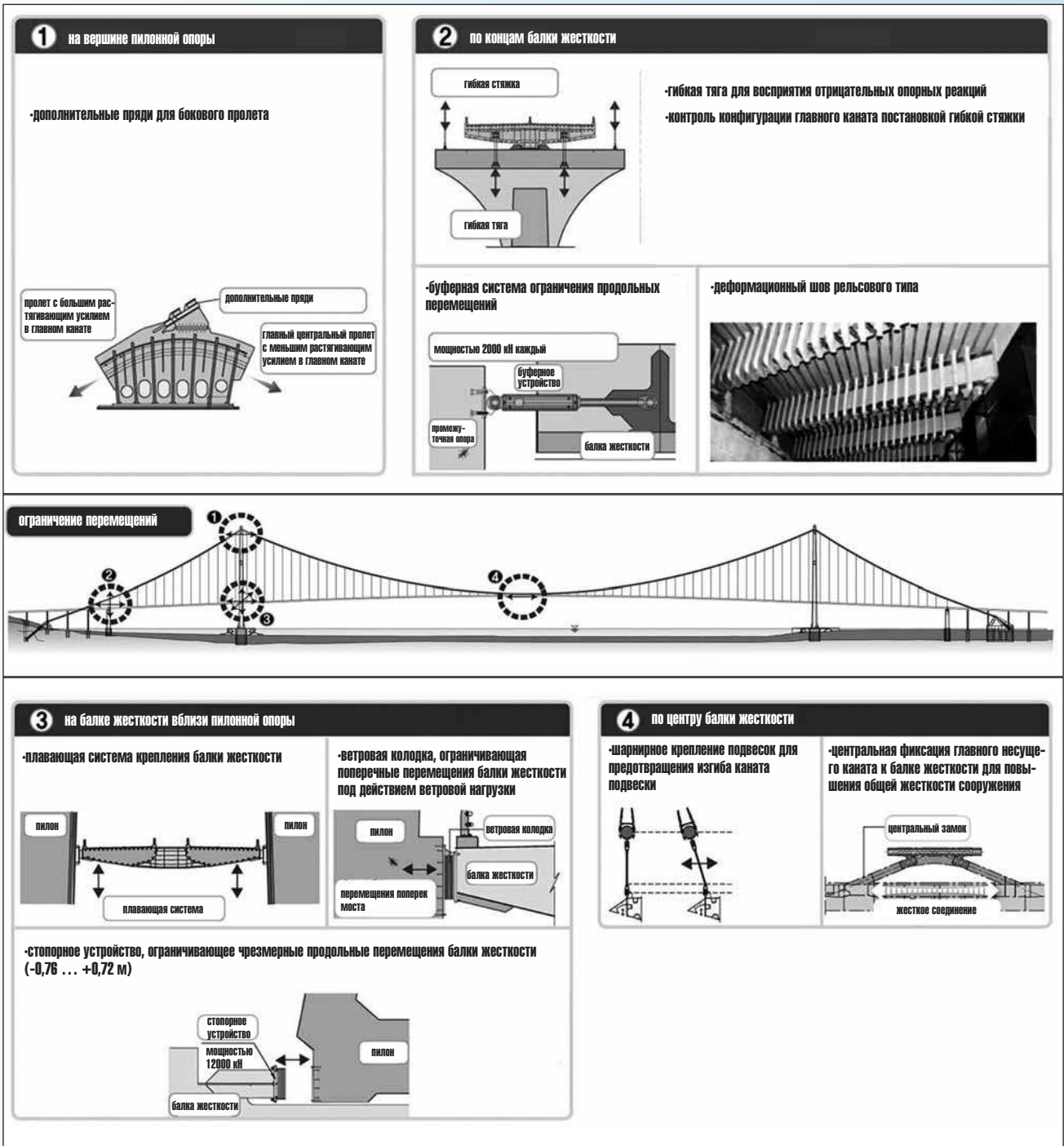


Рис. 3. Оптимизированные конструктивные решения, направленные на повышение надежности и эффективности моста

щий канат в боковых пролетах составлен из 34 прядей, а в главном пролете – из 32. При этом одна прядь состоит из 400 проволок диаметром 5,35 мм. Разница в усилиях растяжения главного несущего каната в главном и в боковом пролетах составляет примерно 8 %, чем и объясняется тот факт, что канат главного

пролета состоит из 32 прядей, а канат бокового пролета – из 34 (табл. 1).

Двухкоробчатая балка жесткости
Исследование аэродинамической устойчивости

Расчет на воздействие ветровой нагрузки проводили в соответ-

ствии с Руководством по проектированию металлических мостов подвесных систем (Корея). Расчетная скорость V10 ветра 200-летней повторяемости (при расчетном сроке службы 100 лет с вероятностью повторяемости, не превышающей 60 %) принята 40,4 м/с. Ее определили с помощью статистичес-

Наивысшие расчетные скорости ветра V_d при проектировании крупнейших мостов

Мост	Длина центрального пролета, м	Страна	Расчетная скорость ветра, м/с
Гуангьянг	1545	Республика Корея	62,8
Акаси-Кайкьё	1991	Япония	59,8
Курусима	1030	Япония	60,7
Большой Бельт	1650	Дания	40,0

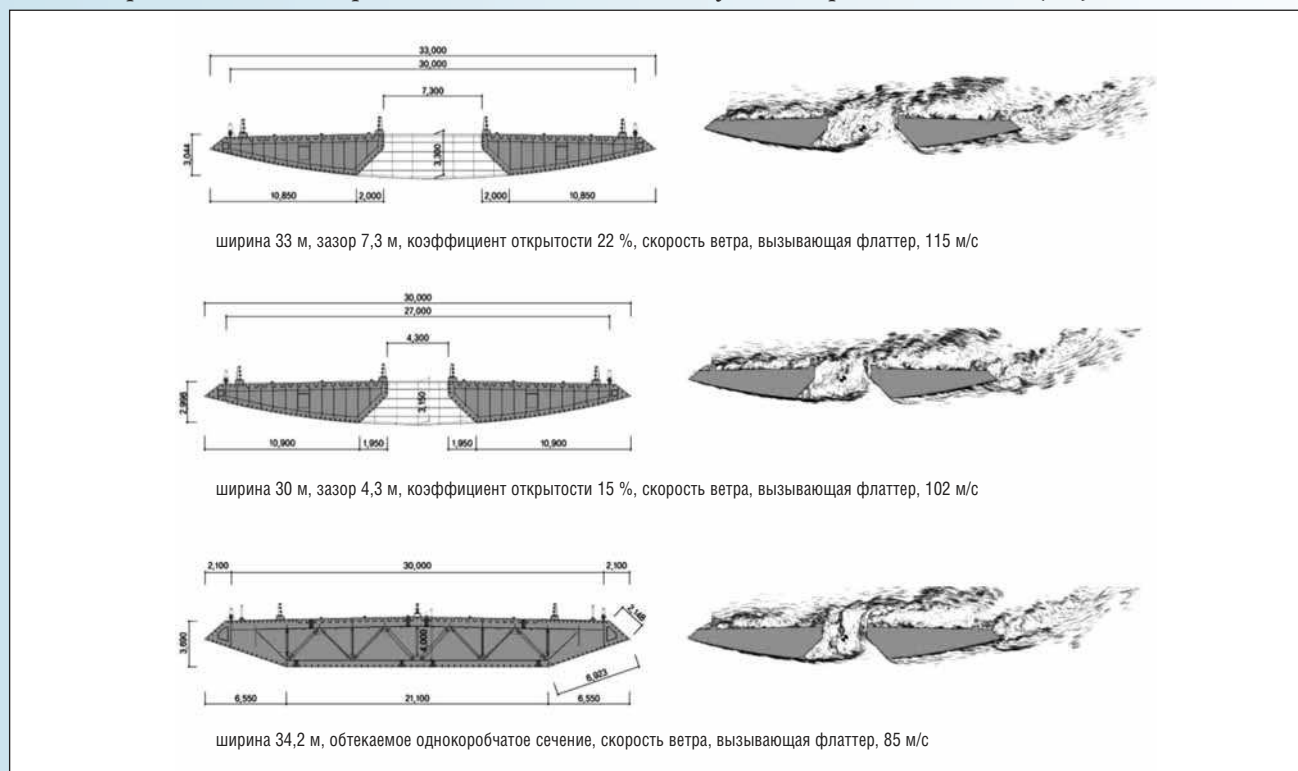
кого анализа результатов длительных наблюдений, проводившихся метеорологической станцией в Йо-су. По этим исходным данным определили расчетную скорость ветра V_d в уровне проезжей части моста, составившую 62,8 м/с (табл. 2). Кроме того, коэффициент перегрузки при расчете на флаттер, определенный с помощью имитационного моделирования методом Монте-Карло, принят равным 1,3. Таким образом, для проведения расчета всего сооружения на вероятность появления флаттера расчетную скорость ветра увеличили до 82 м/с.

Выбор поперечного сечения балки жесткости

Сначала для проверки аэродинамической устойчивости одно- и двухкоробчатой балок жесткости был выполнен предварительный расчет потока методом дискретных вихрей (DVMFLOW) с использованием программ аналогии воздушного потока и потока жидкости с применением расчетных методов гидродинамики (CFD) (рис. 4). Затем расчеты продолжили для определения расстояния между коробками в случае двухкоробчатой схемы. По результатам расчета однокоробчатой схемы можно сде-

лать вывод, что балка жесткости в виде одиночной обтекаемой коробки при скорости ветра 85 м/с не обладает достаточной аэродинамической устойчивостью. Однако для двухкоробчатого сечения при расстоянии между коробками 4,3 м скорость ветра, приводящая к образованию флаттера, превышает 100 м/с (при этом коэффициент открытости, т. е. соотношение величины зазора к ширине коробки, составляет 15 %) (см. рис. 4). Таким образом, оптимальным в отношении аэродинамической устойчивости расстоянием между коробками является 4,3 м.

Рис. 4. Выбор типа основного поперечного сечения балки жесткости с учётом гидродинамики потока (CFD)



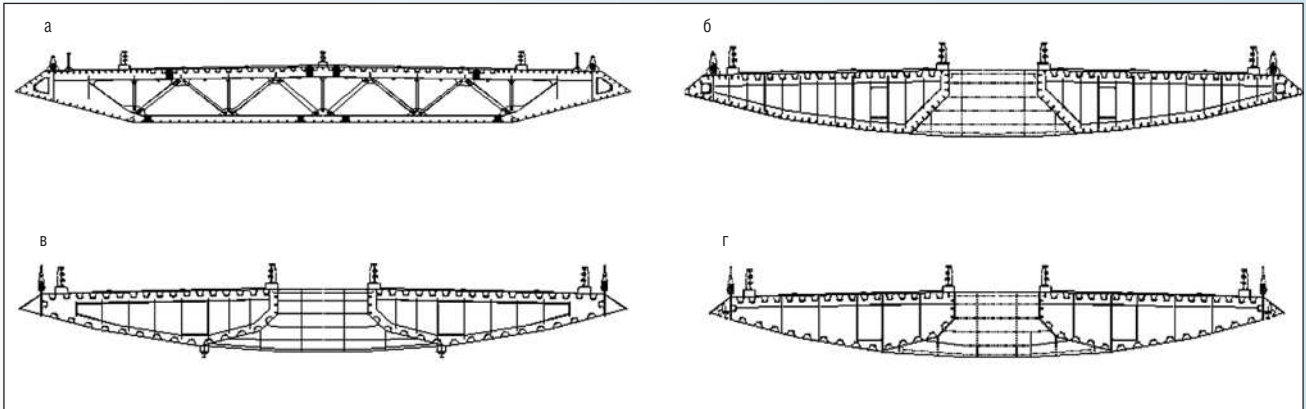


Рис. 5. Оптимизация поперечного сечения балки жесткости по результатам продувки плоской модели в аэродинамической трубе: а – однокоробчатая балка; б – двухкоробчатая балка; в – измененное очертание нижней плоскости; г – измененное размещение путей катания смотровой тележки

Проверка поперечного сечения испытаниями в аэродинамической трубе

Оптимальность выбора двухкоробчатого поперечного сечения балки жесткости с коэффициентом открытости, равным 15 %, проверяли на плоской (2D) и на объемной (3D) моделях испытаниями в аэродинамической трубе. Результаты подтвердили, что при расчетной скорости ветра двухкоробчатая компоновка пролетного строения не вызывает явление флаттера, а коэффициенты перегрузки к ветровой нагрузке остаются минимальными. Однокоробчатая конструкция теряет устойчивость под воздействием флаттера при скорости ветра 75 м/с, т. е. меньшей, чем расчетная, равная 82 м/с (рис. 5а). С другой стороны, двухкоробчатая схема остается устойчивой и при скорости ветра 120 м/с (рис. 5б). Этот результат по флаттерным характеристикам поперечного сечения хорошо согласуется с расчетами по методу уравнения Зельберга, позволяющему определить численную величину критического значения скорости ветра, вызывающей флаттер.

Базовую двухкоробчатую плоскую модель балки жесткости испытали в аэродинамической трубе. В результате наблюдались чрезмерные крутильные деформации модели, вызванные вихре-

выми потоками. По этой причине пришлось изменить очертание нижней плиты коробки, придав ей более обтекаемую криволинейную форму, способствующую подавлению вихрей. В дополнение к этому изменено расположение рельсового пути, предназначенного для перемещения смотрового агрегата. Теперь для уменьшения лобового сопротивления ветровому потоку рельсы убрали под обтекатели нижней плиты, уменьшив тем самым до минимума коэффициенты лобового сопротивления ветру (рис. 5в и 5г).

Испытания плоской модели пролетного строения в аэродинамической трубе проводили при расстоянии между коробками 4,3 м. Предварительное, основное и окончательное испытания в аэродинамической трубе выполняли с целью получения истинных и фактических результатов, по которым определили коэффициенты лобового сопротивления ветровому потоку (CD), величину подъемной силы (CL) и момент закручивания вокруг продольной оси пролетного строения (CM). Полученные данные $CD = 0,740$, $CL = -0,096$ и $CM = 0,037$ затем использовали для определения статической ветровой нагрузки в проверке прочности и безопасности конструкции на статическое ветровое воздействие.

Полную объемную модель моста в масштабе 1/165 испытали в аэродинамической трубе для проверки аэродинамической устойчивости законченного сооружения, а также на различных стадиях его возведения. При этом скорость ветра, вызывающая флаттер при испытании модели в трубе, превысила расчетные показатели, равные 82 и 73 м/с.

Испытания плоской модели поперечного сечения пролетного строения в аэродинамической трубе показали, что эффект повышения устойчивости в результате изменений, внесенных в поперечное сечение балки жесткости, оказался заметно более эффективным, чем установка каких-либо направляющих обтекателей на нижней плоскости пролетного строения (рис. 6).

Условия проезда по мосту на стадии эксплуатации

Нормы проектирования мостов подвесных систем в Республике Корея ограничивают максимальные величины горизонтального и вертикального ускорения колебаний пролетного строения. Эти ограничения должны исключать у пассажиров транспортных средств, проезжающих по мосту, возникновение неприятных физических и психологических ощущений. При скорости ветра 25 м/с

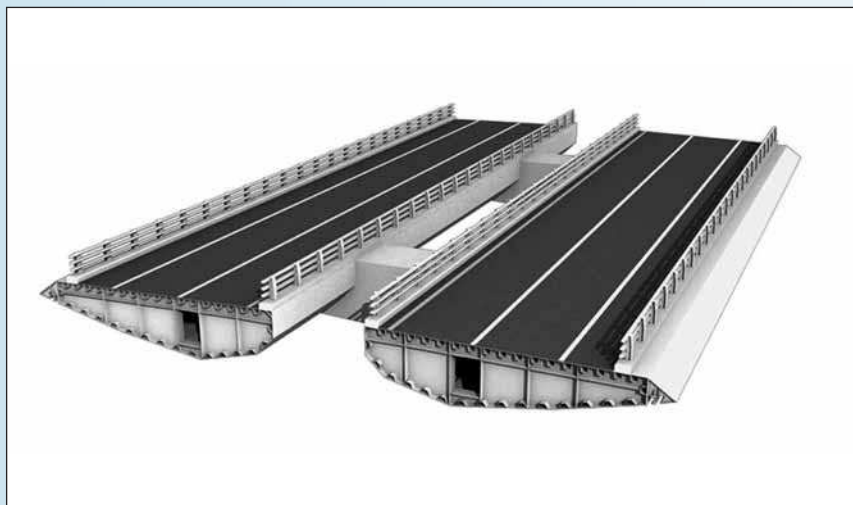


Рис. 6. Окончательный вариант поперечного сечения пролетного строения

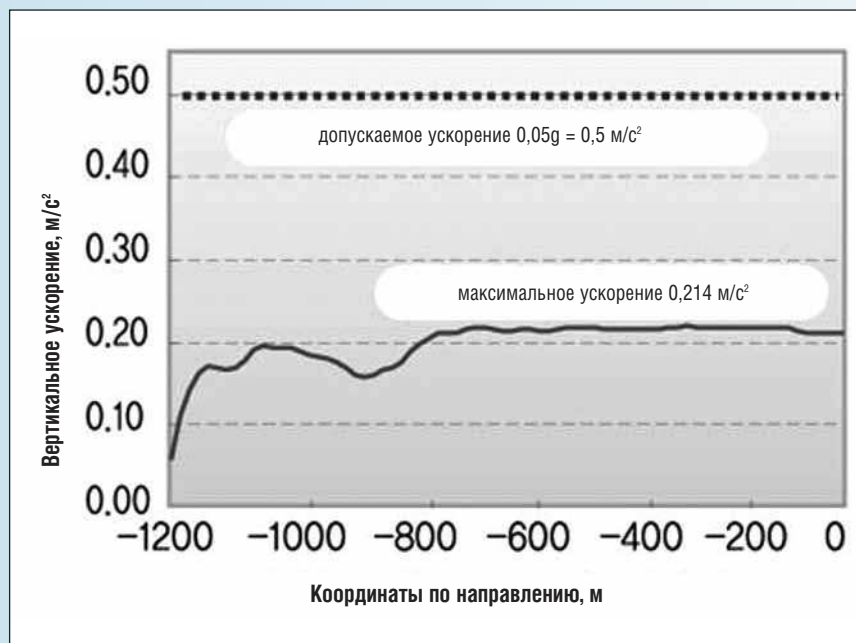
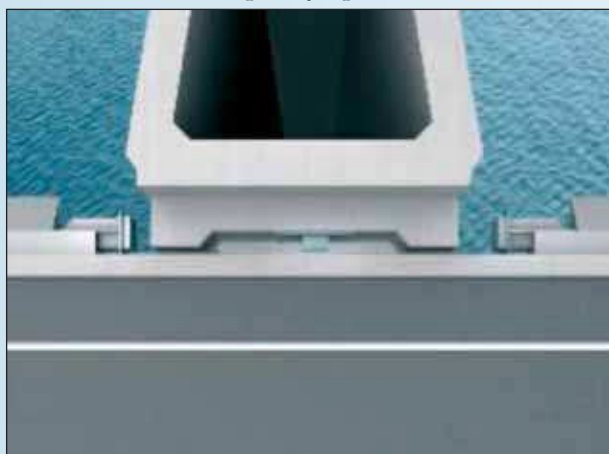


Рис. 7. Вертикальное ускорение балки жесткости

Рис. 8. Установка стопорного устройства



ускорения от колебаний не должны превышать $0,5 \text{ м/с}^2$. Расчеты ударных колебаний двухкоробчатой балки при воздействии порыва ветра показали, что максимальное вертикальное ускорение составляет $0,214 \text{ м/с}^2$, т. е. условия проезда по

мосту и комфортность пассажиров на стадии эксплуатации обеспечиваются (рис. 7).

Система ограничения продольных перемещений пролетного строения

Система стопорных устройств и буферных гасителей ударов

В конструкции моста предусмотрены оптимизированные системы повышения его устойчивости и обеспечения эффективного содержания на стадии эксплуатации. Кроме того, разработана система ограничения перемещений для каждого элемента конструкции, включающая устройство, ограничивающее поперечное перемещение балки жесткости под действием ветровой нагрузки и расположенное между балкой и пилоном, стопорные устройства мощностью 12000 кН , ограничивающие продольные перемещения балки жесткости относительно пилонна от $-0,76$ до $+0,72 \text{ м}$ (рис. 3, 3). Для ограничения продольных перемещений предполагается установить между каждой балкой жесткости и промежуточной опорой буферное устройство мощностью 2000 кН (рис. 3, 2). В месте пропуска балки жесткости через пилоновую опору применена плавающая опорная система, которая не препятствует перемещениям балки жесткости в продольном направлении под действием температуры, ветровой нагрузки и временной подвижной нагрузки от транспорта. Чем длиннее пролет, тем на большие перемещения должны быть рассчитаны деформационные швы, установленные по концам пролета. Для балки жесткости большой длины трудно подобрать надлежащую конструкцию швов. Именно по этой причине в продольном направлении на боковой стороне балки недалеко от пилоновой опоры устанавливаются специальную систему стопорных устройств. Таким образом, пилоновая опора бу-

дет частично препятствовать продольному перемещению балки, что должно сократить величину продольных перемещений в деформационных швах по сравнению с ожидавшейся до установки стопорного устройства (рис. 8). По той же причине между торцом балки жесткости и упором на промежуточной опоре будет смонтирована буферная система, также предназначенная для уменьшения накапливающегося продольного смещения балки в деформационных швах. Указанные меры призваны увеличить срок службы деформационных швов и тем самым уменьшить стоимость эксплуатации сооружения в целом. В качестве буферного на мосту будет применено устройство STL, передающее ударную нагрузку с ограничителем величины ударной силы (рис. 9).

Расчет мощности буферной системы

Цель установки устройства STL состоит в сокращении величины продольных перемещений от воздействия ветра и временной подвижной нагрузки. При размещении на одной полосе движения временной подвижной нагрузки DB-24, принимаемой по корейским нормативам KSCE 2005 (аналогична нагрузке HS по нормам AASHTO), максимальная скорость реакции на конце балки, полученная при расчете трехмерной модели по методу конечных элементов, составляет приблизительно 2,4 мм/с, в результате чего скорость реакции буферной системы находится в диапазоне от 0,1 до 2 мм/с (рис. 10). Реактивную силу буферного устройства можно описать уравнением:

$$F = CV^\alpha. \quad (1)$$

Значение коэффициента α принимать равным 0,02 в случае установки буферного устройства STL и 0,38 в случае применения жидкостного демпфера. Анализируя результаты расчета трехмерной модели методом конечных элементов, можно сделать вывод, что с уменьшением

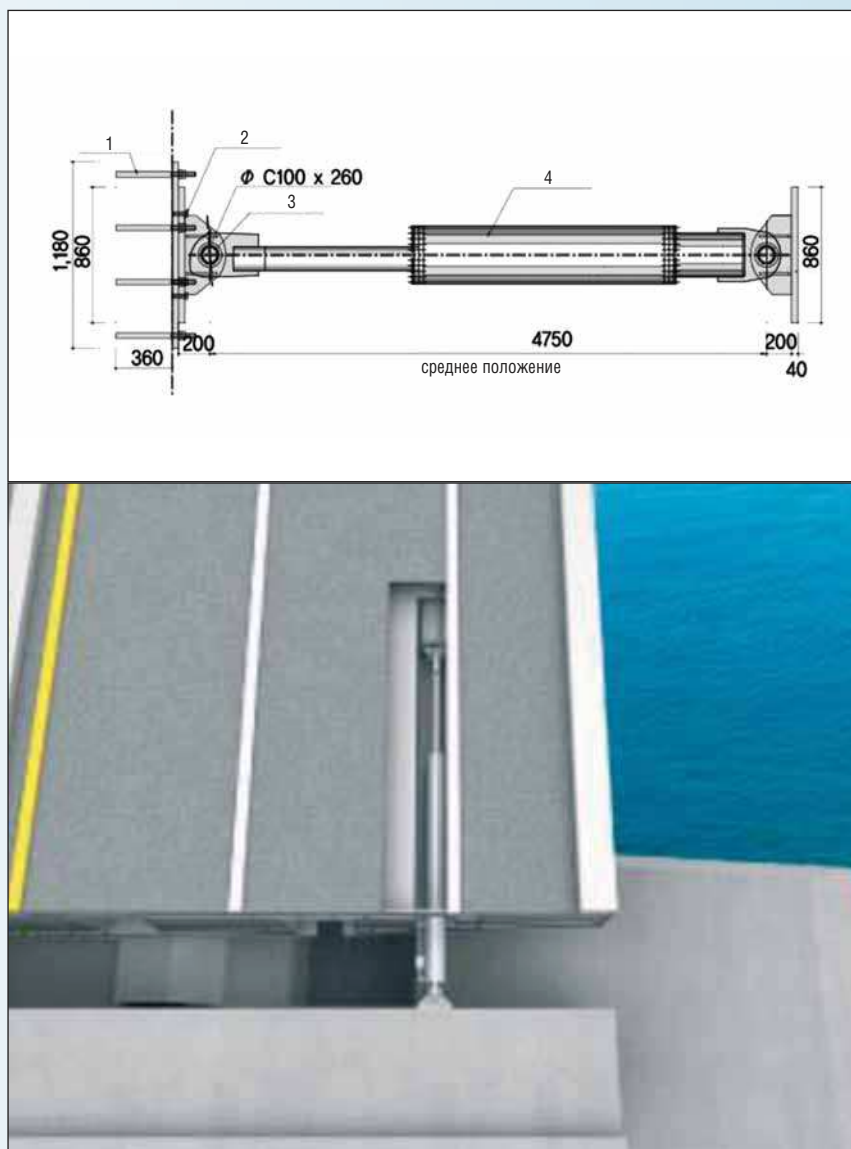
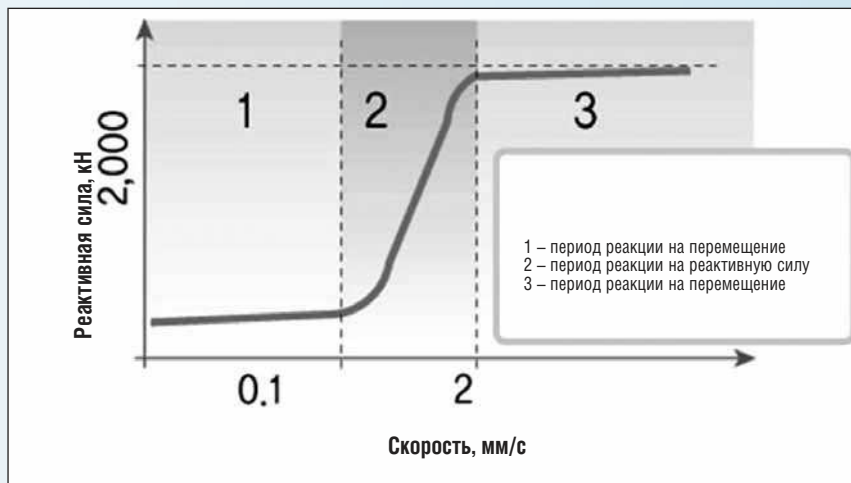


Рис. 9. Буферное устройство MSL: 1 – анкерный болт; 2 – шайба M24×80; 3 – запорное кольцо диаметром С100×2,5; 4 – буферное устройство MSL мощностью 2000 кН, ход 2400 мм

Рис. 10. Реактивное действие буферного устройства STL



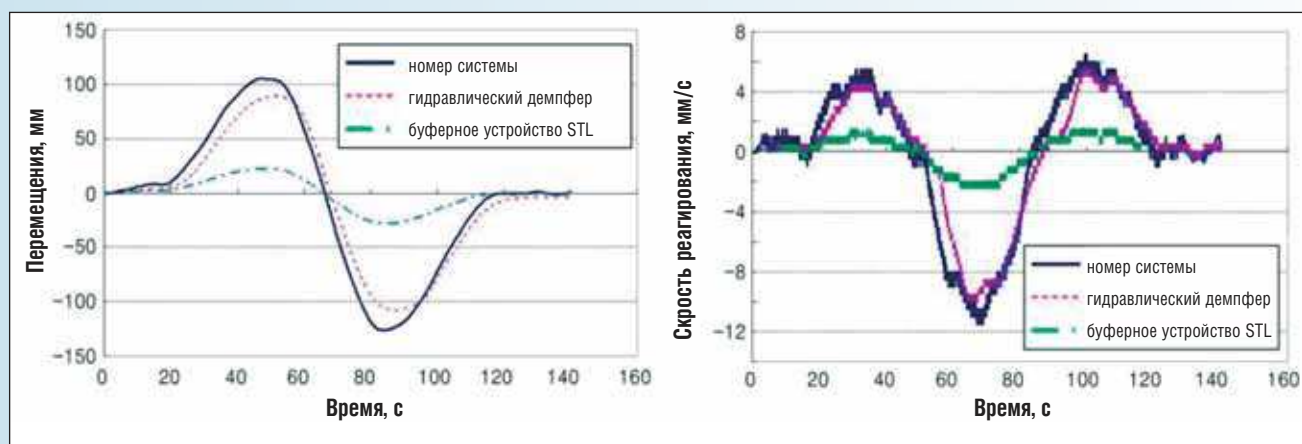


Рис. 11. Результаты расчета действия системы буферного устройства STL

коэффициента α возрастают эффективность снижения величины перемещений и скорость демпфирования. Если одну полосу движения загрузить временной подвижной нагрузкой DL-24, то для такого сочетания устройство STL сокращает продольное смещение на 77 %, а скорость перемещения конца балки –

на 79 % в сравнении с вариантом без такого устройства (рис. 11). Тогда необходимость в замене конструкции деформационных швов наступает в четыре раза реже, а их долговечность значительно возрастает. При загрузении нагрузкой DL-24 максимальное значение силы реакции, приходящейся на буфер-

ное устройство, равно 3351 кН. Таким образом, на обоих концах балки жесткости устанавливаются два буферных устройства мощностью 2000 кН каждое.

Высокотехнологичные методы строительства

Для возведения столь крупного объекта в сложных условиях открытого моря требуется огромное количество самых разнообразных материалов и множество опробованных технологий строительства. Для прохода контейнеровозов под мостом при его строительстве, выбранные методы строительства должны гарантировать беспрепятственный пропуск судов по судовому ходу с подмостовым габаритом шириной 500 м. При монтаже главных несущих канатов применили модифицированный способ формирования каната, отличающегося от традиционного, при котором канат свободно провисает под собственным весом. В модифицированном способе пряди по одной протаскивают с усилием, меньшим по величине, чем при способе свободного провиса. В то же время формируемый канат принимает на себя часть собственного веса протаскиваемой пряди, уменьшая тем самым провис прядей и каната в целом. При этом пряди в канате укладывают в форме не шестигранника, а прямоугольника.

В результате размеры седловой опорной части на вершине пилона

Рис. 12. Прямоугольное размещение прядей в канате

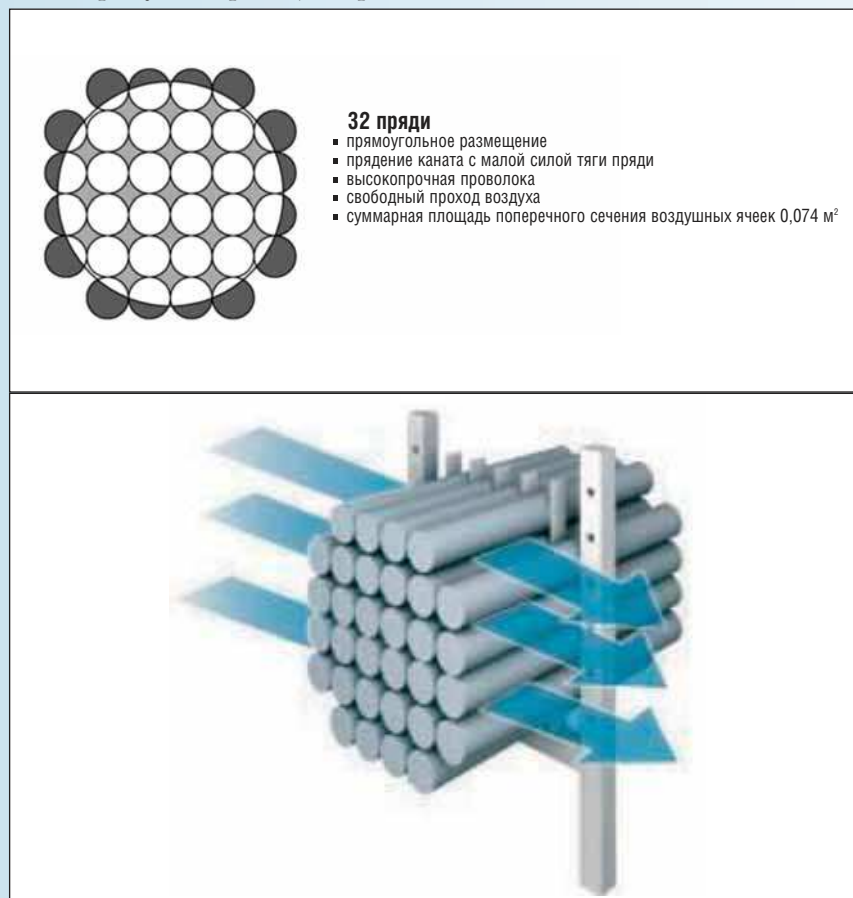




Рис. 13. Монтаж блоков балки жесткости методом горизонтальной подачи с оставлением свободного прохода судов

и анкерного устройства уменьшаются, и одновременно повышается скорость прядения каната. Операция воздушного прядения займет приблизительно четыре месяца, в два раза меньше, чем при традиционном способе ведения работ. Это объясняется тем, что скорость размотки пряди в новом методе составляет 360 м/мин. Кроме того, площадь воздушных прослоек между рядами прядей в поперечном сечении прямоугольного каната достаточно велика, поэтому разность температур различных прядей меньше и контроль над провисом каната значительно легче осуществлять, чем с шестигранным канатом (рис. 12).

Железобетонный пилон высотой 270 м будет сооружаться в скользящей опалубке. Строительство моста намечено завершить к открытию в 2012 г. Национального промышленного комплекса Йосу, поэтому работы будут проводиться по жесткому сокращенному графику. Исходя из сроков сокращения работ, задача отладки работы скользящего опалубочного комплекса является основополагающей для бесперебойной работы при

обеспечении требуемого переменного поперечного сечения пилона. Процесс вертикального перемещения комплекса и соблюдение проектной геометрии стойки пилона будут осуществляться с использованием системы GPS в режиме реального времени и с помощью лазеров. Блок пролетного строения собирают на земле, затем на плашкоуте перемещают к точке подъема и после проверки пространственного положения блока с использованием системы противовесов подготавливают к подъему. Подача блока от положения в точке подъема до окончательного проектного положения будет осуществляться с использованием подъемных механизмов, перемещающихся по главным несущим канатам, и канатов подвески, с помощью которых блок удерживают на весу при оформлении стыка с собранной ранее частью балки. В результате применения такого метода монтажа удастся постоянно сохранять свободным судовой ход шириной 500 м (рис. 13).

Выводы

В статье дано описание новых конструктивных систем, кото-

рые используются для сооружения большепролетного моста висячей системы, соединяющего города Миодо и Гуангъянг в Республике Корея. Для решения сложных технических задач (мост имеет пролет, четвертый в мире по длине) при строительстве необходимо обеспечить свободное судоходство, учет самой высокой в мировой практике мостостроения расчетной скорости ветра и снижение контрактной стоимости строительства, для чего придется использовать высокотехнологичные конструктивные системы, из которых, прежде всего, следует упомянуть обтекаемую двухкоробчатую балку жесткости, канатную проволоку повышенной прочности (1860 МПа), буферное устройство STL и новый способ формирования главного несущего каната. Многие специалисты считают, что внедряемые на описанном объекте новые способы ведения работ могут стать стандартными для большепролетных висячих мостов, у которых длина центрального пролета превышает 1550 м. ■