

П.В. ШВЕДОВСКИЙ, В.В. ЛУКША

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ
ПЕРЕХОДОВ**
(курс лекций)

Рекомендовано к изданию редакционно-издательским Советом
Учреждения образования «Брестский государственный
технический университет» в качестве пособия для
студентов дневной и заочной форм обучения по специальностям
Т 19 03 00 «Строительство дорог и транспортных объектов» и
70 03 01 – «Автомобильные дороги»

Брест 2004

УДК 624.2/8.551.48
ББК 93.311
Ш 34

Рецензент:
заместитель начальника производственного
отдела Брестоблупродора **О.Р. Чумичев.**

Шведовский П.В., Лукша В.В.

Ш 34 Проектирование мостовых переходов (курс лекций). – Брест: Издательство БГТУ,
2004.– 232 с., илл. 187, табл. 55, библи. 13 назв.

ISBN 985-6584-80-9

В книге изложены основы гидрологических, гидравлических и русловых расчетов, выполняемых при проектировании мостовых переходов. Изложение принципов расчета отверстий мостов отражает значительные достижения гидрологической науки за последнее десятилетие. При рассмотрении русловых и гидравлических расчетов учтены возможности детализации проектирования, полученные в связи с внедрением в практику работы проектных организаций современных ЭВМ. В книге освещаются также вопросы или методы проектирования пойменных насыпей и регулирования рек у мостов через реки разных типов, проектирования мостовых переходов в особых условиях работы, изыскания мостовых переходов.

При этом методы проектирования и строительства даны с учетом современных научно-технических достижений в этой области в ближнем и дальнем зарубежье.

Издание предназначено для студентов автомобильно-дорожных специальностей и факультетов, но может быть использовано также инженерами и техниками дорожных организаций в их практической деятельности.

УДК 624.2/8.551.48
ББК 93.311

ISBN 985-6584-80-9

© Шведовский П.В., 2004
© Лукша В.В., 2004
© Издательство БГТУ, 2004

ОГЛАВЛЕНИЕ

стр.

1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ	5
1.1. Общие сведения о переходах через водотоки	5
1.2. Общие положения проектирования мостовых переходов	8
1.3. Состав проекта мостового перехода	12
2. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ	14
2.1. Общие сведения о водотоках	14
2.2. Задачи гидрологических расчетов	18
2.3. Методика прогноза максимальных расходов воды в реках	21
2.4. Определение уровней воды и скоростей течения, соответствующих максимальным расходам	26
2.5. Перенос расходов и уровней воды из одного створа реки в другой	30
3. РУСЛОВОЙ ПРОЦЕСС И ЕГО ФОРМИРОВАНИЕ	33
3.1. Гидролого-морфологическая теория руслового процесса и ее применение к проектированию мостовых переходов	33
3.2. Расчет смещения ленточных гряд и побочней	37
3.3. Расчет смещения меандров при ограниченном и свободном меандрировании. Незавершенное меандрирование и пойменная многорукавность	39
3.4. Расчеты деформаций при русловой многорукавности (осередковый тип)	43
3.5. Нарушение руслового процесса инженерными сооружениями	45
4. РАСЧЕТ УРОВНЕЙ У МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА	48
4.1. Определение подпора перед мостом	48
4.2. Определение расчетного судоходного уровня	53
4.3. Расчеты уровней ледохода	56
4.4. Определение меженных и рабочих уровней воды	57
4.5. Определение характера ледохода и ледовых нагрузок на опоры мостов и откосы насыпей	58
5. НАЗНАЧЕНИЕ, РАЗМЕЩЕНИЕ И РАСЧЕТ ВОДОПРОПУСКНЫХ ОТВЕРСТИЙ	62
5.1. Общие положения. Схемы назначения отверстий мостов	62
5.2. Проектирование отверстий больших и средних мостов	64
5.3. Основы расчета общего размыва под мостами	66
5.4. Расчет размывов в руслах под мостами	69
5.5. Расчет размывов на пойменных участках отверстий мостов	76
5.6. Расчеты местных размывов у опор мостов	78
5.7. Назначение расчетной отметки размывого дна и необходимых отверстий мостов	87
5.8. Отверстия мостов, располагаемых вблизи существующих. Отверстия реконструируемых мостов	104
5.9. Отверстия мостовых переходов в условиях зарегулированного стока в каналах	109
5.10. Мероприятия по обеспечению оптимального распределения размыва под мостом	110
5.11. Приближенное назначение отверстий мостов для сравнения вариантов трассы и разработки ТЭО	115
5.12. Приближенные расчеты общего размыва дна под мостами	117
6. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ	121
6.1. Основные положения	121
6.2. Составление конструктивных схем мостов	123

7. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДХОДОВ К МОСТАМ	135
7.1. Условия работы пойменных насыпей	135
7.2. Проектирование продольного профиля мостового перехода	136
7.3. Определение размеров ветровой волны и высоты набега ее на откосы сооружений	139
7.4. Проектирование поперечных профилей подходов	142
7.5. Расчет устойчивости земляных насыпей на подходах к мостам	147
7.6. Защита берегов и подходов от размыва	151
8. РАСЧЕТЫ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ	154
8.1. Общие сведения	154
8.2. Струенаправляющие дамбы на переходах через равнинные реки	155
8.3. Поперечные сооружения и укрепления	163
8.4. Срезка поймы у моста. Спрявление русел	165
8.5. Расчет местных размывов у струенаправляющих дамб	167
8.6. Расчет местного размыва у траверсов	169
9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЙ ПОДХОДНЫХ НАСЫПЕЙ, РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ И РУСЕЛ	170
9.1. Основные положения	170
9.2. Железобетонные и бетонные укрепления	174
9.3. Укрепления из каменных и каменно-хворостяных материалов	184
9.4. Укрепление лесопосадками, дерновкой и посевом трав	189
10. МАЛЫЕ ВОДОПРОПУСКНЫЕ ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ И НЕКАПИТАЛЬНЫЕ ТИПЫ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ	192
10.1. Общие сведения о малых водопропускных сооружениях	192
10.2. Ледовые дороги	193
10.3. Паромные переправы	193
10.4. Наплавные мосты	195
11. ИЗЫСКАНИЯ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ	197
11.1. Состав изысканий	197
11.2. Подготовительный период	199
11.3. Топографо-геодезические работы	200
11.4. Инженерно-геологические исследования	204
11.5. Морфометрические работы	209
11.6. Изучение ледового режима	212
11.7. Инженерно-геологические работы при составлении технико-экономического обоснования	214
11.8. Изыскания при реконструкции мостовых переходов	215
11.9. Обследование существующих мостовых переходов	217
12. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ И СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ	218
12.1. Основные положения методики технико-экономических обоснований при проектировании мостовых переходов	218
12.2. Технико-экономическое обоснование необходимости строительства мостового перехода	221
12.3. Выбор места и трассирование мостового перехода	224
12.4. Технико-экономическое обоснование места расположения мостового перехода	228
12.5. Технико-экономическое обоснование величины (размера) отверстия моста	229
Рекомендуемая литература	231

1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ

1.1. Общие сведения о переходах через водотоки

Автомобильные дороги пересекают многочисленные реки, ручьи, периодические водотоки и водохранилища ГЭС.

Для преодоления любого водного препятствия строят систему сооружений, называемую мостовым переходом или переходом через водоток. В состав перехода через водоток (рис. 1.1) входят:

- ξ искусственное сооружение, служащее для пересечения собственно водотока;
- ξ подходы к искусственному сооружению, устраиваемые обычно в виде земляных насыпей, откосы которых постоянно или периодически омываются водой;
- ξ регуляционные и защитные сооружения, предназначенные для предохранения искусственного сооружения и подходов к нему от возможных повреждений потоком.

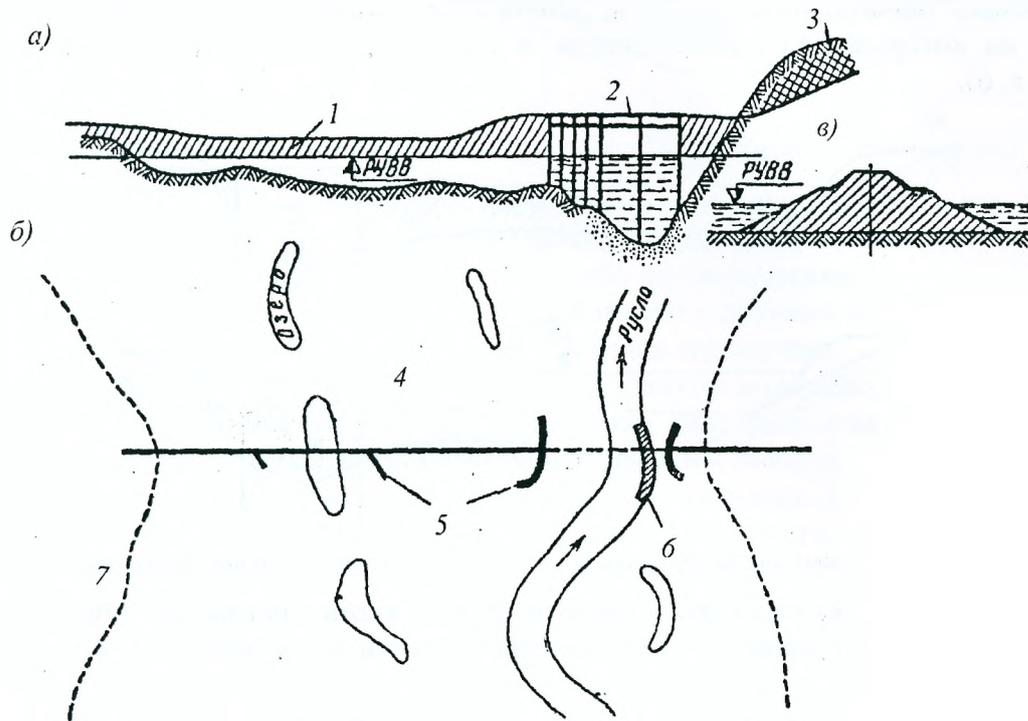


Рис. 1.1. Схема мостового перехода через равнинную реку: а – продольный профиль; б – план; в – поперечный профиль насыпи; 1 – насыпь; 2 – мост; 3 – выемка; 4 – пойма; 5 – регуляционные сооружения; 6 – укрепление берега; 7 – граница разлива

На периодически действующих водотоках, как правило, строят искусственные сооружения – малые мосты, водопропускные трубы и лотки.

Мостовые переходы классифицируют:

- по роду транспорта, для которого предназначен мостовой переход;
- по сроку действия мостового перехода на протяжении года;
- по типу пересекаемой реки.

По роду транспорта следует различать переходы: железнодорожные, автодорожные, железнодорожные и автодорожные совмещенные, городские.

По сроку действия на протяжении года переходы бывают высоководные и низководные. Высоководные являются преобладающим видом мостовых переходов. Их устраивают так, чтобы мост и подходные насыпи возвышались над уровнем высоких вод во время паводков и половодий (рис. 1.2). Таким образом, по мостовому переходу обеспечивают круглогодичное непрерывное движение транспорта.

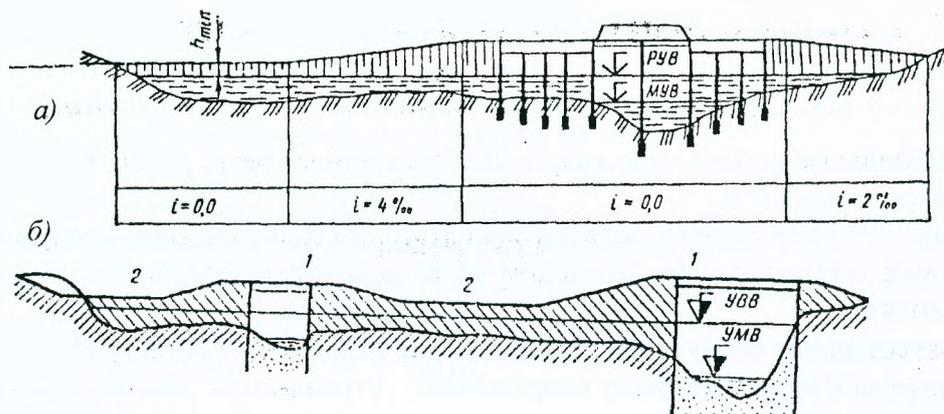


Рис. 1.2. Схемы мостовых переходов: а – с одним; б – с двумя мостами; 1 – мост; 2 – насыпь

В отдельных случаях на автомобильных дорогах самых низких технических категорий, пересекающих значительные водотоки, допускается устройство низководных мостовых переходов, на которых подходы, а иногда и мосты затопляются высокими водами реки (рис. 1.3, а, б).

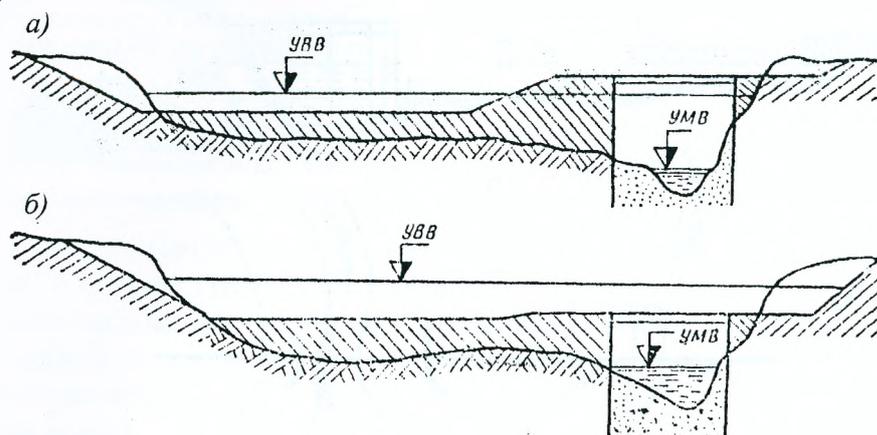


Рис. 1.3. Схемы низководных мостовых переходов: а – частично; б – полностью затопляемые

На мостовых переходах через судоходные реки, кроме постоянных мостов иногда применяют разводные, движение по которым периодически прерывают на короткое время для пропуска судов.

Разводные мосты строят чаще всего на устьевых участках рек, куда могут заходить высокие морские суда, и в городах, где из-за необходимости устройства съездов с моста на городские улицы иногда нельзя обеспечить высоту моста, требуемую по условиям судоходства. При большой ширине межени устраивают наплавные мосты, которые на время половодья разводят.

По типу пересекаемой реки различают переходы: через равнинные реки, предгорные реки, горные реки, через водохранилища, образованные плотинами речных гидроузлов. Каждый из названных переходов имеет свои особенности, обусловленные характером и режимом водотока.

Переходы через водотоки также классифицируют и по типам искусственных сооружений. Для пересечения водотока могут быть построены: мост – сооружение, проводящее дорогу над водным препятствием; тоннель – сооружение, проводящее дорогу под водным препятствием; фильтрующая дамба – сооружение, пропускающее воду через пористую кладку; паром – подвижное устройство, перевозящее автомобили и вагоны по водному препятствию.

Наибольшее распространение получили переходы, где в качестве искусственных сооружений применены мосты, поэтому мостовые переходы являются основным видом переходов через водотоки. Как правило, в состав мостового перехода входит один мост, перекрывающий русло реки (рис. 1.2, а). На реках с очень широким разливом за пределы русла во время подъема уровня воды можно устраивать несколько мостов на одном переходе (рис. 1.2, б). Дополнительные мосты, располагаемые вне пределов русла, называют пойменными.

Мосты по длине делятся на три группы. Обычно мосты длиной до 25 м называют малыми, от 25 до 100 – средними, свыше 100 м – большими. К группе больших относят также мосты длиной менее 100 м, но с пролетами более 30 м.

Пролеты моста не всегда назначают одинаковыми. На судоходных реках в случае стабильного положения судового хода только часть пролетов приспособляют для пропуска судов. Остальные пролеты могут быть устроены существенно меньшими (рис. 1.4). Наивыгоднейшую величину малых пролетов выбирают с надлежащим экономическим обоснованием.

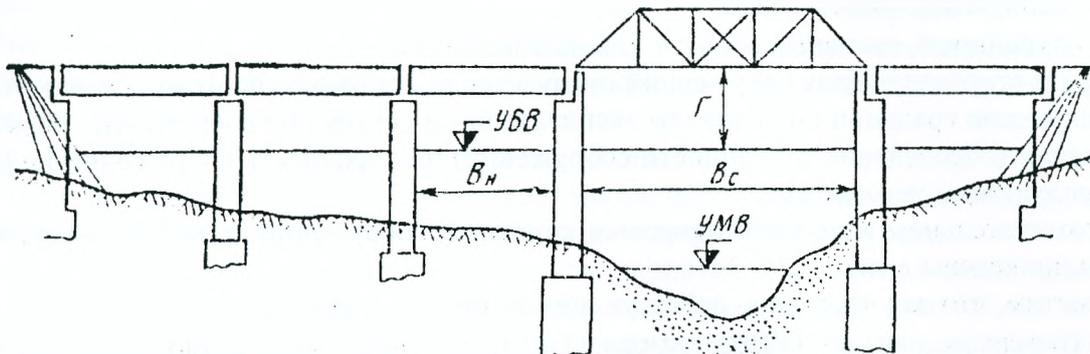


Рис. 1.4. Разбивка моста на пролеты с выделением пролетов для судоходства

Подводные тоннели сооружают при пересечении больших рек в городах, где невозможно поднять мост так высоко, как это требуется для судоходства, а также в тех случаях, когда устройство моста нежелательно по каким-либо специфическим причинам. Они отличаются высокой стоимостью строительства по сравнению с другими видами искусственных сооружений, поэтому применение тоннельных переходов ограничено.

Паромные переправы применяют только на постоянных водотоках, чаще всего как временные сооружения, действующие до постройки моста. Наибольшее распространение паромы получили на автомобильных дорогах местного значения. Значительно реже их применяют на дорогах высоких категорий, так как простой транспортных средств в ожидании очередного рейса парома недопустим при большой грузонапряженности.

Во многих случаях паромные переправы действуют только часть года: на реках с ледоставом в работе переправ возникают перерывы в те же периоды, что и для наплавных мостов.

Подходы к паромным переправам устраивают чаще всего затопляемыми на все время разлива реки за пределы русла. Это ограничивает возможность использования паромов во время паводков. Только в отдельных случаях подходы к причалам переправы устраивают незатопляемыми, когда нежелательны длительные перерывы в перевозке грузов по дороге.

При классификации мостовых переходов по водопропускной способности следует различать значимость отдельных сооружений в комплексе перехода.

Основными сооружениями следует считать те, по которым происходит движение, а также сооружения, повреждение и разрушение которых приводит к перерывам движения. Сюда относятся мосты, трубы и другие водопропускные сооружения, земляное полотно в зоне подтопления, водоразделительные дамбы и дамбы обвалования, поскольку разрушение этих дамб приводит к разрушениям пойменных мостов, насыпей подходов.

Второстепенными сооружениями являются те, по которым движение не происходит, но разрушение которых в течение короткого времени (например, одного паводка) может привести к повреждениям основных сооружений. Сюда относятся верховые струенаправляющие дамбы у мостов, если они не служат водоразделительными, и траверсы, примыкающие к земляному полотну.

К остальным сооружениям относятся: низовые струенаправляющие дамбы у мостов, сооружения меженного регулирования русла и протока, береговые укрепления. Повреждения этих сооружений могут привести к повреждениям основных сооружений через большой период времени, чем второстепенные, и поэтому они являются наименее значимыми в комплексе сооружений перехода.

Категории для характеристики сооружения по водопрпускной способности должны быть связаны с условиями их эксплуатации.

По условиям эксплуатации и физическому состоянию основные сооружения могут оцениваться четырьмя категориями:

- нормальные условия эксплуатации;
- чрезвычайные условия эксплуатации, при которых обеспечивается сначала полная, а затем ограниченная сохранность сооружений;
- эксплуатация невозможна;
- сохранность основных сооружений не обеспечена.

Работа второстепенных сооружений отличается от основных, поэтому для них установлены следующие градации по условиям эксплуатации и состоянию сооружений: нормальная эксплуатация (обеспечение сохранности сооружений) и сохранность сооружений не обеспечена (эксплуатация невозможна).

В окончательном виде характеристики категорий сооружений по водопрпускной способности приведены в табл. 1.1.

Отметим, что для постоянно действующих водотоков характерны:

- уровень высоких вод (УВВ), т. е. самый высокий уровень воды, возможный в половодье;
- расчетный уровень высоких вод (РУВВ), определяемый расчетом и учитываемый при проектировании элементов мостового перехода;
- расчетный судоходный уровень воды (РСУВ);
- уровень низкого ледостава (УНЛ) и первой подвижки льда (УППЛ);
- низкий уровень воды в летний период называется уровнем меженных вод (УМВ).

Характеристика категорий сооружений по водопрпускной способности

Таблица 1.1.

Разряд сооружений	Расчетные условия (расходы)	Категории водопрпускной способности				
		I	II		III	
			A	Б	A	Б
Основные	Наибольший	Сохранность полная ЧЭ	Сохранность ограниченная ЧЭ		Сохранность не обеспечена ЭН	
	Расчетный	Нормальная эксплуатация НЭ	Сохранность полная ЧЭ		Сохранность ограниченная ЧЭ	Сохранность не обеспечена ЭН
Второстепенные	Наибольший	Сохранность полная ЧЭ	Сохранность не обеспечена ЭН		-	-
	Расчетный	Нормальная эксплуатация НЭ	Сохранность полная ЧЭ	Сохранность не обеспечена ЭН	-	-

Обозначения: НЭ – нормальные условия эксплуатации; ЧЭ – чрезвычайные условия эксплуатации; ЭН – эксплуатация невозможна.

1.2. Общие положения проектирования мостовых переходов

На автомобильных дорогах мостовые переходы, особенно через крупные реки, являются наиболее сложными в техническом отношении и дорогостоящими участками дорог. При устройстве переходов необходимо учитывать требования транспорта и отраслей народного хозяйства, связанных с использованием реки, а также совокупность всех местных естественных условий водотока. Эти требования и условия определяют вид мостового перехода, место расположения перехода на реке, размеры его сооружений, стоимость и сроки строительства перехода, затраты на эксплуатацию построенного сооружения.

Проект мостового перехода должен предусматривать следующее:

1. Безопасный пропуск транспорта с заданными интенсивностью и скоростью движе-

ния. От этого зависят: вид мостового перехода, грузоподъемность мостов, ширина мостов и подходов к ним, план и продольный профиль перехода, место пересечения реки.

Заданные интенсивность и скорость движения транспорта должны учитывать его развитие за время многолетней службы сооружения.

2. Устойчивость перехода против разрушающего действия речного потока, от чего прежде всего зависит допустимая мера стеснения водотока подходными насыпями и, следовательно, главный размер каждого мостового перехода—отверстие моста и соответствующая ему длина моста, а также тип и глубина заложения фундаментов опор моста; крутизна и укрепление откосов земляных насыпей; вид, размеры и укрепление регуляционных сооружений. Место перехода также выбирают с учетом обеспечения устойчивости сооружений от повреждения потоком.

3. Обеспечение условий беспрепятственного движения судов и сплава леса на судоходных и сплавных реках, от чего зависят: высота моста, число и размеры судоходных пролетов; местоположение оси сооружения на избранном для перехода участке реки.

4. Соблюдение интересов производств и предприятий, связанных с использованием реки: заводов и фабрик, совхозов и колхозов, чьи земли и строения расположены по берегам реки, организаций, ведущих рыбный промысел, коммунальных предприятий и др. Это может потребовать уменьшения стеснения водотока подходными насыпями, т. е. увеличения длины моста, или устройства, кроме моста на основном русле реки, мостов на пойме, а также повлиять на выбор места пересечения реки дорогой.

5. Возможно минимальную затрату денежных средств и материалов на строительство перехода и последующую его эксплуатацию.

Мостовой переход является составной частью дороги, поэтому при его проектировании необходимо прежде всего учитывать основное требование—наилучшее обслуживание перевозок по дороге. Выбор места перехода реки должен быть подчинен этому требованию. Однако мостовой переход представляет собой комплекс сложных и дорогостоящих сооружений, затраты на постройку которых существенно зависят от места расположения перехода на реке. В связи с этим нередко оказывается необходимым, трассируя дорогу через наиболее целесообразное место пересечения реки, отклонять трассу от наикратчайшего ее направления. Потери на перевозках, неизбежные в этом случае, компенсируются экономией в строительстве и содержании мостового перехода.

Наилучшее место перехода практически всегда выбирают на основе вариантного проектирования. Чтобы сравнить варианты перехода и обоснованно выбрать наилучший из них, надо правильно назначить общие формы и генеральные размеры сооружений перехода и оценить объемы строительных работ по всем вариантам (рис. 1.5).

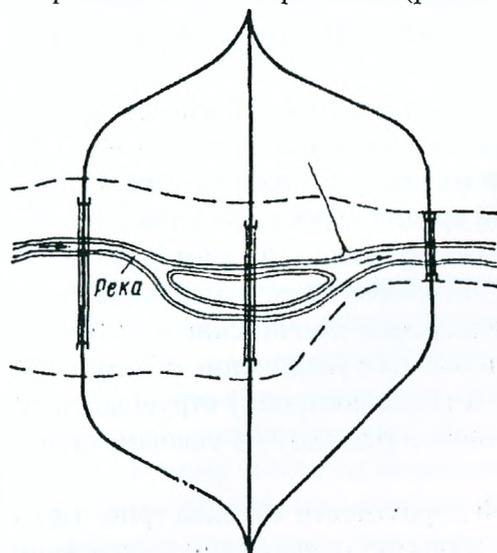


Рис. 1.5. Варианты мостовых переходов

Необходимые генеральные размеры сооружений определяются условиями работы мостового перехода, различными для разных вариантов.

При выборе наилучшего места перехода необходимо учитывать весь комплекс характеристик того или иного участка реки, влияющих на стоимость строительства и эксплуатации сооружений. К таким характеристикам относятся: геологические условия, определяющие тип и глубину заложения мостовых опор; топографические условия, определяющие объемы работ по устройству подходов к мосту; гидрологические условия, в частности ширина разлива и русла, изменчивость берегов русла, амплитуда изменения уровня и скорость течения воды определяющие длину моста и объемы работ по регулированию реки и защите пойменных насыпей; ледовый режим, т. е. интенсивность ледохода, возможность образования ледяных заторов и зажоров шуги, навала на сооружения больших массивов льда, грозящих им повреждениями, особенно при прорыве заторов, и т.д.

При выборе оптимального решения необходимо учитывать следующие требования:

- трасса мостового перехода должна быть возможно ближе к общему направлению проектируемой дороги;
- по инженерно-гидрологическим условиям участок реки в месте перехода должен быть наиболее благоприятным для устройства опор и насыпей подходов к мосту. Надо отдавать предпочтение месту перехода, где неглубоко залегают коренные, вполне устойчивые породы для устройства фундаментов опор;
- выбирая место перехода реки, нужно избегать оползневых участков, мокрых косогоров, карстовых образований, которые в последующем могут вызвать деформацию элементов мостового перехода;
- место пересечения желательно назначать на самом узком участке реки при малой ширине поймы, чтобы длина насыпей подходов и размеры струенаправленных дамб были наименьшими;
- место перехода, где есть острова и рукава, надо избегать, так как они могут изменять направление течения воды в реке и вызывать повышенные деформации русла, нежелательны на трассе перехода также озера, староречья и болота. Протоки, находящиеся вблизи места перехода, могут вызвать отложение наносов и переформирование подмостового русла, а следовательно, нарушение нормальных условий прохода воды под мостом;
- ось моста нужно стремиться располагать перпендикулярно направлению течения воды в главном русле и на поймах, для чего надо выбирать участок реки, где направление главного русла совпадает с направлением речной долины, так как выполнение этого условия создает возможность сокращения длины моста по сравнению с косым пересечением, а условия прохода судов и льдин под мостом становятся более благоприятными;
- на судоходных и сплавных реках мост нужно располагать на прямолинейном участке русла, чтобы водителям судов было легче выравнивать караван барж или плотов и безопасно проводить их через судоходные пролеты моста. Так как мостовой переход через большую или среднюю реку представляет собой сложное и дорогостоящее сооружение, то при проектировании, например, автомобильных дорог местного значения, трассу обычно подчиняют месту перехода, а на дорогах высших категорий может оказаться рациональным подчинение мостового перехода общему направлению трассы, хотя это и вызовет увеличение объемов работ по сооружению насыпей и выемок на подходах, а также постройку струенаправляющих сооружений.

Размеры мостовых переходов назначают из условий пропуска высоких вод редкой вероятности.

С уменьшением расчетной вероятности паводка (рис. 1.6) удорожается постройка мостового перехода, но зато менее вероятно повреждение сооружения водами высоких паводков и связанный с этим ущерб народному хозяйству (от перерыва движения транспорта, вслед-

ствие затрат на восстановление и ремонт перехода) уменьшается. Оптимальное решение, очевидно, соответствует минимуму суммы затрат на постройку и от ущерба (рис. 1.6). Для каждого вновь проектируемого мостового перехода применять указанную схему определения расчетной вероятности максимального расхода невозможно, так как нельзя предугадать размер ущерба в случае повреждения данного конкретного сооружения.



Рис. 1.6. Затраты на мостовой переход в зависимости от расчетной вероятности превышения максимального расхода воды: 1 — затраты на постройку; 2 — ущерб от повреждения паводком; 3 — сумма затрат

В настоящее время, основываясь на опыте эксплуатации существующих мостовых переходов, расчетные максимальные расходы рек и соответствующие им уровни воды принимают с вероятностью превышения 1–2%, т. е. с вероятностью наступления в среднем раз в сто и пятьдесят лет. Кроме того, иногда производят еще проверку размеров основных сооружений перехода на чрезвычайные условия эксплуатации, на проход вод паводка с максимальным расходом вероятностью превышения 0,33%.

Ввиду длительного срока службы сооружений перехода при его проектировании, помимо учета возможности очень высокого паводка, необходимо также принимать во внимание естественное переформирование речного русла, которое может происходить у мостового перехода на протяжении многих лет. Наносные скопления в русле реки передвигаются, что приводит к изменению местоположения больших глубин в русле. То у одной опоры, то у другой возникает благодаря этому естественный размыв. Изменяется также с течением времени плановое очертание речного русла из-за размыва одного берега и отложения наносов у противоположного. Естественные русловые процессы накладываются каким-то образом на размывы дна и берегов, вызванные стеснением водотока, и в сочетании могут угрожать устойчивости сооружений.

Для большинства рек СНГ характерным является и образование в зимнее время ледяного покрова. Весенние подвижки льда, весенний и осенний ледоход, а иногда и температурное расширение льда оказывают значительные воздействия на сооружения мостового перехода. В годы с суровыми зимами, когда толщина льда достигает большой величины, ледовые явления могут быть опасны. Поэтому при проектировании наряду с действием потока воды и естественными русловыми деформациями необходимо учитывать и ледовые нагрузки на сооружения перехода, наиболее вероятные за многолетний период его службы.

Общие требования, которыми необходимо руководствоваться при составлении проекта мостового перехода, как это видно из изложенного, весьма разнообразны. При этом все они должны учитываться в комплексе, поэтому найти оптимальное решение возможно лишь на основе сравнения различных вариантов устройства перехода. Как правило, в процессе проектирования необходимо рассматривать и сравнивать варианты: мест перехода через реку, назначения отверстий мостов, конструкций пролетных строений и опор мостов. Это — главные

объекты вариантного проектирования, встречающиеся почти на каждом мостовом переходе. В отдельных случаях возникает необходимость варьирования и других элементов перехода.

Выбор наилучшего решения требует всестороннего рассмотрения различных показателей вариантов: экономических, технических, эксплуатационных и строительных. Многие показатели имеют определенное количественное выражение, некоторые являются только качественными.

Методика технико-экономического сравнения вариантов мостовых переходов аналогична общей методике, применяемой при проектировании автомобильных дорог. Особенностью оценки конкурирующих вариантов переходов через реки является то, что при их сравнении иногда приобретают решающее значение некоторые качественные показатели, так, например, лучшая устойчивость сооружений от подмыва: обеспечение более благоприятных условий для судоходства; сохранение водотоков для нужд водоснабжения и др.

Чтобы составить проект мостового перехода, необходимо иметь данные о размерах и составе движения транспорта, о режиме пересекаемой реки и всех местных условиях. От этих данных зависят как формы и размеры сооружений и их стоимость, так и организация строительных работ. Для получения необходимых данных получают сведения об экономике района и возможных размерах движения, о реке и районе строительства и производят съемки и наблюдения в намечаемых местах пересечения реки. Комплекс этих работ, в основном предшествующих собственно проектированию и частично выполняемых в процессе проектных разработок, называют изысканиями мостового перехода.

Изыскания и проектирование ведут по этапам. На первом этапе производят экономические изыскания и решают общие вопросы: устанавливают категорию дороги, вид мостового перехода, намечают места перехода, определяют в первом приближении строительные стоимости, предварительно сравнивают и выбирают варианты. На втором этапе производят технические изыскания, разрабатывают подробный технический проект и составляют рабочие чертежи. Большой объем изыскательских работ приходится обычно на второй этап.

1.3. Состав проекта мостового перехода

В проекте должны быть освещены и разработаны следующие вопросы (части проекта):

1. Технико-экономическое обоснование вида мостового перехода, места пересечения реки и основных технических нормативов проектирования. Согласование принятых решений с заинтересованными организациями.

2. Климат в районе перехода. Геологическое строение речной долины. Характеристика водосборного бассейна. Режим реки: водный режим, русловый процесс, ледовый режим, условия судоходства и сплава.

3. Назначение отверстий мостов.

4. Конструкции мостов.

5. Конструкции подходов к мостам.

6. Конструкции регуляционных и укрепительных сооружений.

7. Снабжение строительства материалами, сборными конструкциями, электроэнергией, водой, паром, газом. Коммуникации, по которым обеспечивается снабжение.

8. Организация и технология строительства мостового перехода.

9. Сметы на строительство.

Каждая из указанных частей проекта обосновывается необходимыми расчетами.

Проектная документация оформляется в виде пояснительной записки, чертежей (рис. 1.7) и приложений к записке (протоколы; акты согласования; расчеты).

В зависимости от типа и размера пересекаемой реки и вида мостового перехода соотношение объемов отдельных частей и оформление проекта могут изменяться.

На переходах очень крупных рек с большими внеклассными мостами некоторые части проекта требуют подробной специальной разработки. Их выделяют в самостоятельные разделы, например: технико-экономическое обоснование, конструкция моста, организация и технология строительства и др.

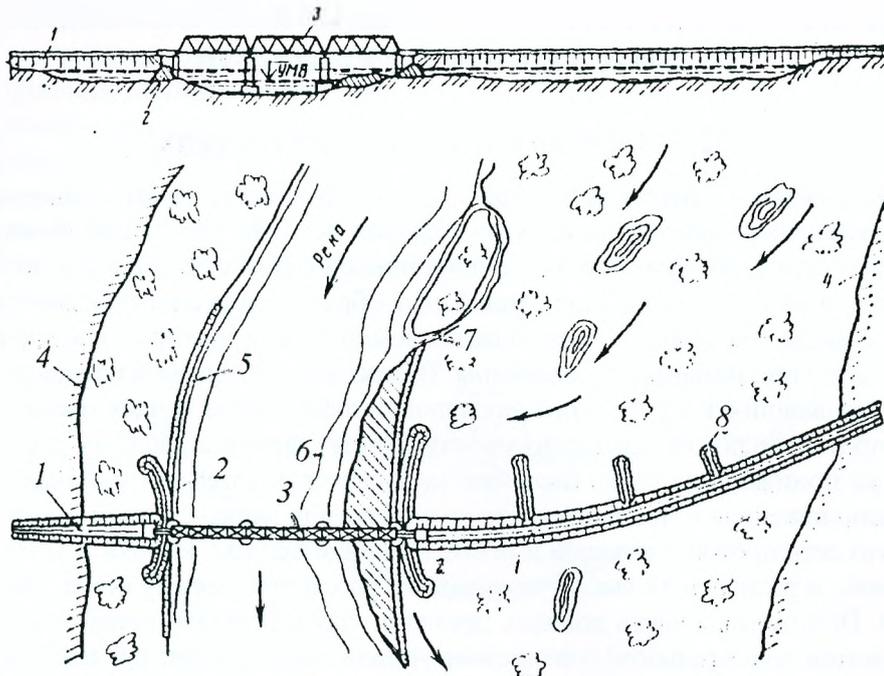


Рис. 1.7. Профиль и план мостового перехода: 1 – насыпь подхода; 2 – струенаправляющие дамбы; 3 – мост; 4 – граница затопления поймы; 5 – укрепление берега; 6 – срезка берега; 7 – протока; 8 – траверса

На средних и особенно на малых реках, где, как правило, должны применяться конструкции, взятые из типовых проектов, нет необходимости в особой специальной разработке каких-либо частей проекта. В этих случаях проект мостового перехода может состоять из одного тома, в котором получают вполне достаточное освещение все вопросы, начиная с обоснования необходимости строительства сооружения и кончая организацией строительных работ.

Чаще всего составляют проекты переходов через средние и малые реки. Поэтому в транспортных, проектных и строительных организациях накоплен опыт проектирования и постройки сооружений по этим проектам. Обобщение опыта позволило проектным институтам разработать эталоны и стандарты проектных материалов (структура пояснительной записки, состав и оформление чертежей), которых и следует в основном придерживаться. Но нужно иметь в виду, что по мере усовершенствования методов и способов расчетов сооружений, их конструкций периодически возникает необходимость изменять эталоны, приводя их в соответствие с новыми методами проектирования.

В настоящее время методы организации и проведения изыскательских и проектных работ регламентированы. В зависимости от сложности мостового перехода работы проводят в две стадии или в одну стадию для простых объектов.

При двухстадийном методе разрабатывают: технический проект по материалам подробных технических изысканий; рабочие чертежи по материалам подробных и предпроектных изысканий.

При работе в одну стадию по материалам подробных технических изысканий составляют технический проект.

Техническим изысканиям и разработке проекта иногда предшествуют специальные обследования для составления технико-экономического обоснования (ТЭО). Необходимость в составлении специального ТЭО возникает при пересечении дорогой крупной реки, когда переход может располагаться в нескольких местах значительно удаленных друг от друга, а место и вид перехода выбирают на основании сравнения перспектив развития транспортной сети в районе расположения мостового перехода.

2. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

2.1. Общие сведения о водотоках

Выпадение дождей и таяние снегов дают начало двум видам стока – поверхностному и подземному. Поверхностный сток начинается на склонах рельефа местности вблизи водоразделов, образуя отдельные струи, которые собираются в пониженных местах, стекают по уклонам местности и превращаются в ручьи и реки. Подземный сток образуется за счет просачивания воды внутрь земной коры и движения её в водоносных пластах земли. Вся территория, с которой вода стекает в реку и образует ее поток, называется бассейном. В бассейне выделяется речная долина (рис. 2.1) в виде террас, образовавшихся в результате последовательно сменяющихся процессов отложения и размыва. Река протекает по относительно узкому участку долины речному руслу. Линия, соединяющая наиболее пониженные точки бассейна, называется его тальвегом, начало реки – истоком, а часть реки, расположенная в месте впадения ее в озеро или море, – устьем. Часто устье реки имеет разветвленную сеть проток и рукавов и носит название дельты. Истоки и устье реки находятся на разных уровнях, и разность их высот, деленная на расстояние между ними, характеризует средний уклон реки. Пониженная часть долины, прилегающая к берегам главного русла и периодически затопляемая при значительном повышении уровня воды в реке, представляет собой пойму, наиболее глубокие участки русла – плесы, а мелководные – перекаты. Различают водотоки постоянно действующие – реки, ручьи, ирригационные и судоходные каналы, заливы, проливы и периодические, несущие только дождевые и талые воды.

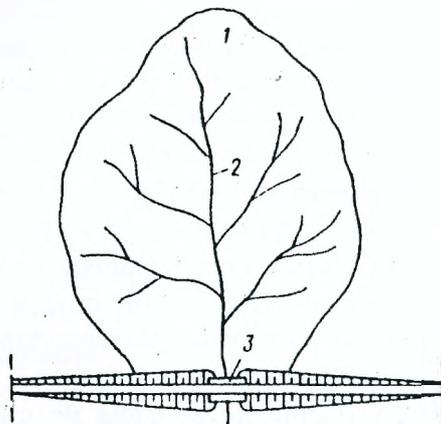


Рис. 2.1. Бассейн реки: 1 – исток реки; 2 – тальвег; 3 – искусственное сооружение на дороге

Количество воды и наносов, которое поступает в реку с водосборного бассейна, существенно зависит от его характеристик. Их подразделяют на две группы: геометрические и физико–географические.

К геометрическим относят: величину площади бассейна, форму бассейна, его протяжение, среднюю ширину и степень симметричности.

Величина площади бассейна представляет собой главную характеристику, которая оказывает весьма сильное влияние на процесс стока и его объем. По величине площади бассейна реки подразделяют на большие, средние и малые. К большим относят реки, которые протекают в нескольких географических зонах и имеют площадь бассейна более 50 тыс. км²; к средним – реки, которые протекают в пределах одной географической зоны и имеют площадь бассейна от 2 до 50 тыс. км²; к малым – которые имеют площадь бассейна менее 2 тыс. км².

Физико–географическими характеристиками бассейна являются: его географическое положение, климатические условия, рельеф, растительный покров, почвенно–геологическое строение, заболоченность, озерность и густота речной сети. Основными климатическими показателями являются: температура воздуха и почвы, осадки, влажность, условия залегания снегового покрова и условия снеготаяния. Большое влияние на процесс стока оказывает рельеф бассейна (уклоны склонов и продольные уклоны долин).

Реки или их участки подразделяют на три типа: равнинные, предгорные и горные.

Равнинные реки протекают в относительно неглубоких и широких долинах с пологими склонами (ширина долины иногда достигает десятков километров). На рис. 2.2 показан поперечный профиль долины равнинной реки. С боков долина ограничена склонами – коренными берегами реки. Дно долины обычно заполнено аллювиальными отложениями, в пределах которых река разрабатывает себе русло. Руслом называют часть долины, по которой сток воды и перемещение основной части наносов осуществляются в междупаводочные периоды. Нижнюю часть русла, заполняемую водой на протяжении всего года, называют меженным руслом. Сравнительно низкий уровень воды, который держится в русле реки в течение большей части года, называют уровнем меженных вод. Уровнем высших вод называют уровень воды во время паводка.

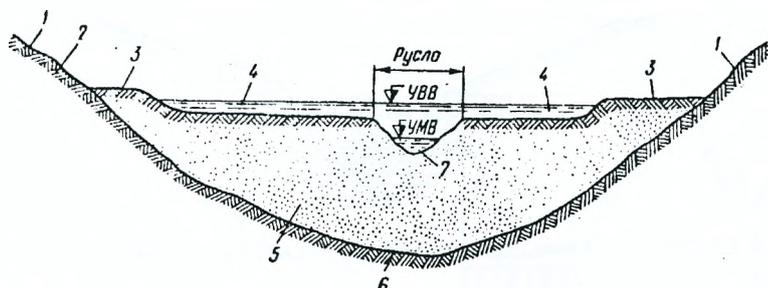


Рис. 2.2. Поперечный профиль долины равнинной реки: 1 – склоны долины; 2 – почвенно-растительный слой; 3 – террасы; 4 – поймы; 5 – аллювий; 6 – дно долины; 7 – меженное русло реки; УМВ – уровень меженных вод; УВВ – уровень высших вод

Ту часть долины, которая покрывается водой только при прохождении весеннего половодья или паводка, называют поймой. Поймы бывают односторонние и двусторонние. В первом случае русло реки размещается вдоль одного из коренных берегов, а во втором – располагается между коренными берегами и вдоль по течению может перемещаться то в сторону одного коренного берега, то в сторону другого. Речные долины в поперечном разрезе имеют ступени, которые называют террасами. Они представляют собой остатки древнего дна потока, которое постепенно обнажалось по мере врезания водотока в толщу земли.

Равнинные реки имеют хорошо разработанные глубокие русла и сравнительно мелкие поймы. Русла сложены легко размываемыми грунтами (чаще всего песчаными). Рельеф водосборного бассейна низменный или равнинный. Эти реки характеризуются небольшими продольными уклонами (не более 0,0005), медленным течением (средняя скорость течения воды в русле во время паводка составляет 1–2 м/с, а на поймах – 0,2–0,5 м/с), извилистостью русла в плане и сравнительно закономерным чередованием плесов и перекатов.

Предгорные реки имеют более узкие долины, чем равнинные. Русла значительно мельче. Рельеф водосборного бассейна холмистый или гористый. Продольные уклоны долины изменяются от 0,0005 до 0,005. Средние скорости течения во время паводка достигают 1,5–3,0 м/с. На рис. 2.3 представлен поперечный профиль долины предгорной реки. Ярко выраженные поймы часто отсутствуют; имеется широкая русловая часть долины. В межень русло разбивается на отдельные протоки. Положение их неустойчивое: при каждом паводке конфигурация протоков изменяется, происходит блуждание русла. Крутые склоны и сравнительно большие продольные уклоны долины способствуют быстрому добеганию поверхностных вод в пониженную часть долины. В результате этого наблюдаются резкие повышения уровней воды в реке и такие же резкие спады. Наносы на предгорных реках значительно крупнее, чем на равнинных. Обычно они представлены крупнозернистыми песками, гравием, галькой и даже мелким булыжником.

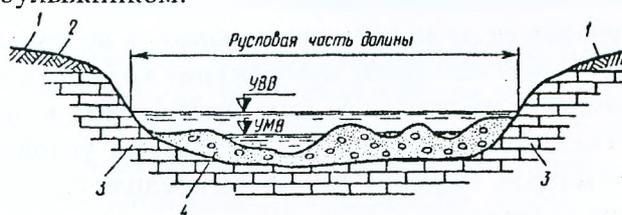


Рис. 2.3. Поперечный профиль долины предгорной реки: 1 – склоны долины; 2 – почвенно-растительный слой; 3 – скала; 4 – аллювий (гравий, галька, булыжник)

Горные реки протекают в узких слаборазвитых долинах, которые часто приобретают вид каньона с очень крупными склонами (рис. 2.4). Русло реки каменистое, трудно размываемое; обычно оно загромождено обломками горных пород. Поймы отсутствуют. Водосборный бассейн имеет горный рельеф. Такие реки характеризуются незначительными глубинами, большими продольными уклонами, изменяющимися от 0,005 до 0,05, и очень высокими скоростями, достигающими 2,5–5,0 м/с. Обладая большой скоростью, поток воды перемещает по дну гальку и булыжник. Горные реки обычно слабо извилисты; в расположении мелких и глубоких мест не наблюдается какой-нибудь закономерности. На этих реках преобладает глубинная эрозия (врезание потока в дно долины).

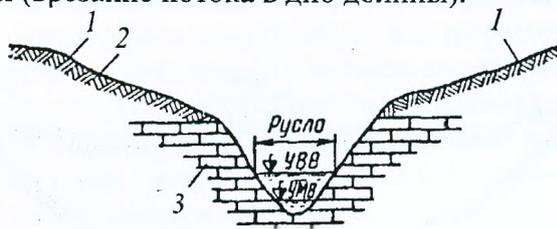


Рис. 2.4. Поперечный профиль долины горной реки: 1 – склоны долины; 2 – почвенно-растительный слой; 3 – скала

Иногда одна и та же река имеет участки, характерные для равнинной, предгорной или горной реки.

Площадь сечения рек, перпендикулярная направлению его сечения, называется живым сечением, а количество воды, протекающее через это сечение в единицу времени, – расходом водотока. Его определяют по формуле $Q = wv$ (Q – расход воды, м³/с; w – площадь живого сечения, м², v – средняя скорость потока, м/с).

Для рек необходимо различать: процесс питания реки; режим водного стока как совокупность условий протекания воды и периодических изменений стока, связанных со сменой времен года; работу реки, т.е. современный процесс формирования русла и речной долины, результатами которого являются определенные размеры русла и закономерные русловые преобразования.

Питание реки происходит неравномерно. В отдельные, относительно короткие отрезки времени, называемые периодами максимального стока, в реку стекают огромные массы воды, образующиеся от сильных дождей, интенсивного таяния снега или ледников и составляющие значительную часть общего годового объема стока. Быстрое стекание в реку больших масс воды вызывает в ней резкое увеличение расхода и связанного с ним наполнения русла, т.е. подъем уровня воды, носящий название половодья. Термин «половодье» в проектной практике часто заменяют словом «паводок». На различных реках половодья бывают в разное время года соответственно происхождению максимального стока.

Реки следует разделять по типам питания на четыре группы (рис. 2.5):

I – реки с дождевыми половодьями, питающиеся в течение года преимущественно дождевыми водами (а);

II – реки с половодьями от талых вод, питающиеся в течение года преимущественно водами от таяния снега (б);

III – реки с половодьями от таяния ледников (в);

IV – реки с комбинированным (смешанным) питанием, половодья которых обусловлены дождевыми водами и стоком от таяния снега или ледников (г).

График изменения уровня воды во времени называется водомерным графиком для данного пункта и представляет собой наглядное изображение хода питания реки.

Большинство рек зимой покрывается льдом. Этот период называется периодом ледостава. Толщина льда соответствует местным климатическим условиям и обычно достигает нескольких десятков сантиметров. Периоду ледостава предшествует образование внутриводного льда – шуги и краткий ледоход (шугоход).

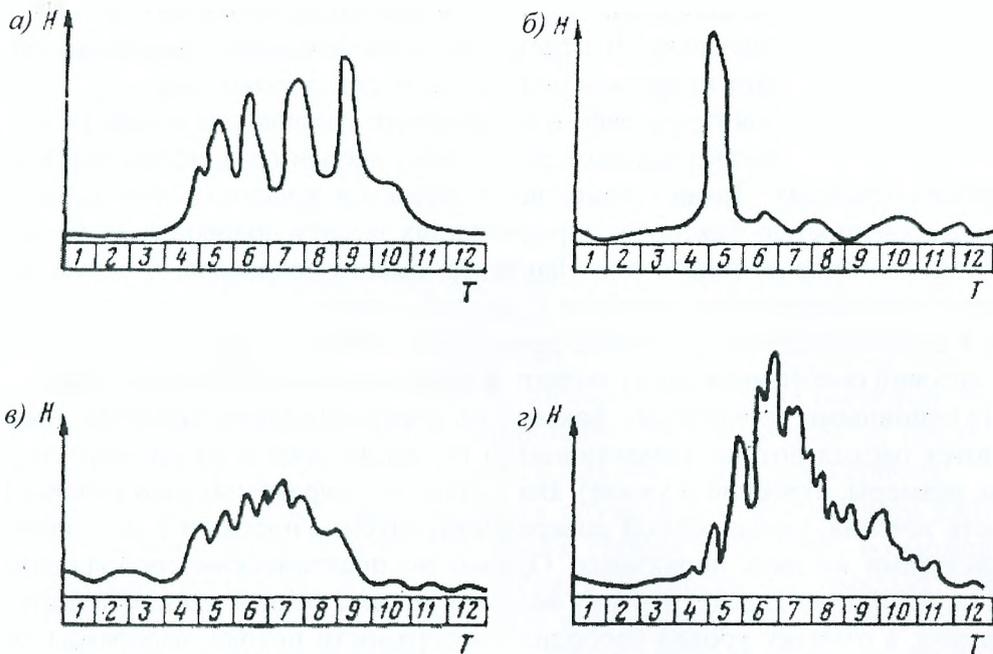


Рис. 2.5. Водомерные графики рек разного типа питания

На ряде рек неподвижный ледяной покров не образуется, и движение шуги наблюдается в течение всего холодного периода года.

При потеплении ледяной покров рек взламывается и начинается ледоход, чаще всего совпадающий с весенним половодьем. Только в отдельных случаях лед тает на месте.

При ледоходе по воде плывут льдины, размер которых нередко достигает нескольких десятков тысяч квадратных метров. Если русло реки извилисто, то льдины могут задерживаться, скапливаясь на поворотах и образуя ледяные заторы, сопровождаемые значительным подъемом уровня воды. При прорыве затора скорость течения воды и движения льдин, а также расход воды сильно увеличиваются, а уровень снижается.

При анализе водомерных графиков различных рек необходимо учитывать, что изменения уровня воды в отдельные моменты времени могут быть вызваны не только изменением притока воды в реку, но и заторами льда, зажорами шуги, а иногда и другими причинами (нагонными ветрами, подпором от другой реки, сливающейся с изучаемой рекой, и т. д.). Учет таких обстоятельств весьма важен для правильного перехода от водомерного графика к гидрографу, т. е. к графику изменения расходов во времени (рис. 2.6).

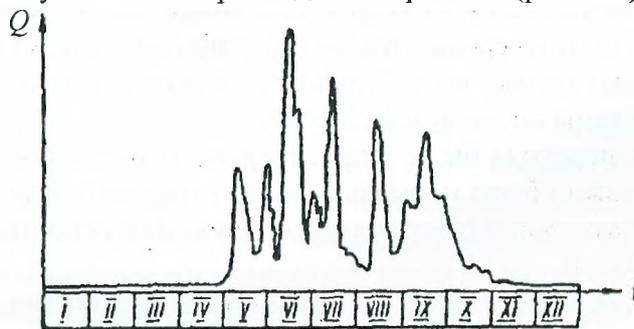


Рис. 2.6. Гидрограф реки

Площадь фигуры, образованной линией гидрографа и осями координат, представляет собой объем годового стока. Площадь части этой фигуры, ограниченной двумя любыми ординатами, отвечает объему стока за соответствующий интервал времени.

В зависимости от хода питания гидрографы и водомерные графики могут быть одномодальные (при одном половодье) или многомодальные (при нескольких половодьях в течение года). Следует иметь в виду, что при нескольких половодьях они могут быть различного происхождения.

Чаще всего невысокое половодье образуется при стоке талых вод от таяния снега, а все остальные относятся к дождевым. В отдельные годы дождевые половодья обычно значительной высоты оказываются ниже, чем половодье от стока талых вод.

Характерные очертания гидрографа и водомерного графика для конкретной реки сохраняются из года в год и отображают закономерную смену времен года, но высота половодий меняется в широких пределах. Такая изменчивость размеров максимального стока вызвана, во-первых, множественностью факторов, определяющих высоту половодья, и, во-вторых, изменчивостью этих факторов из года в год. Например, высота половодья от талых вод зависит от объема снега, накопленного на водосборе в зимний период, от температуры воздуха в период таяния снега, наличия облаков, состояния почвы под снежным покровом и т. д. Различные сочетания этих условий снеготаяния могут вызвать и различные по высоте половодья.

Двумя основными первичными факторами, определяющими характер движения воды в реке, являются расход потока, изменяющийся по длине реки и во времени, и речное русло (его форма, размеры, строение и уклон). Все остальные характеристики режима речного стока – скорость течения, уклон водной поверхности, глубина потока и т. д. – являются вторичными, зависящими от двух первичных. Однако по практическим соображениям простоты измерений за исходную характеристику водного режима реки в данном пункте часто выбирают не расход, а отметку уровня свободной поверхности потока, изображая все другие характеристики водного стока как функции этого аргумента. Связь уровня с расходом отображает влияние второго первичного фактора – русла на режим водного стока. Если известна такая связь, устанавливаемая непосредственными измерениями, то замена расхода уровнем при изучении режима стока является чисто формальной.

Зависимость между расходами Q и уровнями H изображается кривой расхода $H=f(Q)$. Такая кривая может быть построена по результатам гидрометрических наблюдений, заключающихся в измерении скоростей течения и глубин потока: на основании этих данных вычисляются расходы потока при нескольких уровнях воды. Имея кривую расхода, можно легко переходить от ежегодных водомерных графиков, получаемых путем элементарных наблюдений за уровнями на водомерном посту, к ежегодным гидрографам или от отдельных измерений уровней к расходам, которые им соответствуют.

2.2. Задачи гидрологических расчетов

Сооружения мостовых переходов взаимодействуют с водным потоком и подвергаются опасности затопления, подмыва и размыва текущей водой, а также повреждения ледоходом. Степень опасности повреждения сооружений при прочих равных условиях определяется высотой половодья, которая меняется из года в год. Мостовые переходы должны выполнять свои функции в течение долгого срока службы (обычно более столетия); за это время на реке могут появиться не только малые, но и большие половодья, в том числе превышающие те, которые были зафиксированы на данном водотоке.

Чтобы сооружения перехода были запроектированы и построены правильно, т.е. были всегда устойчивы и их можно было нормально эксплуатировать в течение всего срока службы, необходимо расчет размеров и конструкции сооружений основывать на точном прогнозе возможных высот половодий.

Каждое половодье характеризуется несколькими показателями: величиной максимального расхода Q_{max} ; отметкой наивысшего уровня воды H_{max} ; максимальной скоростью течения; продолжительностью половодья и т.д. Основным показателем является расход воды, величина которого формируется в процессе стока на водосборе вне места расположения мостового перехода. Поэтому прогноз половодий, опасных для сооружений мостовых переходов, может быть сведен к прогнозу максимальных расходов воды в реке и к последующему определению вторичных характеристик потока по гидрометрическим кривым.

В настоящее время прогноз величин максимальных расходов рек выполняется, как правило, на основе статистических данных о режиме водного стока реки за период, предшест-

вующий постройке мостового перехода. Прогноз базируется на следующих представлениях об изменчивости характеристик речного стока:

- годовой цикл стока закономерен, отображает смену времен года и тип питания реки;
- ежегодные колебания фазово-однородных характеристик стока, например максимальных расходов или объема стока весенних половодий, подчинены закону больших чисел, т. е. средние величины этих характеристик устойчивы независимо от продолжительности наблюдения;
- закономерности колебания стока свободных рек относительно устойчивы в периоды, продолжительность которых равна нескольким столетиям (т. е. превышает срок службы сооружений мостовых переходов), так как за это время не может произойти существенных изменений в климате и почвенном покрове бассейна реки; поэтому закономерности колебаний стока, установленные по данным за предшествующий период, могут считаться действующими и для последующего периода;
- величины характеристик стока являются случайными для каждого данного года и поэтому не могут быть прогнозированы по срокам появления; возможен только вероятностный прогноз характеристик стока, в частности максимальных расходов половодий. При этом, как бы ни была мала вероятность образования половодья большой величины, оно может пройти в ближайшие годы после постройки моста, как и другие, значительно меньшие половодья.

Для установления средних значений максимальных расходов за длительный период времени и закономерностей их колебаний используются статистические данные наблюдений за режимом реки в период, предшествующий проектированию мостового перехода. Отбору этих данных должно быть уделено большое внимание. Нельзя объединять фазово-разнородные расходы. Например, если на реке бывают половодья, как от таяния снега, так и от ливней, то при прогнозировании весенних половодий нельзя использовать данные о ливневых половодьях даже за те годы, когда они превышали половодья от талых вод.

Необходимо тщательно анализировать условия стока в каждом году, чтобы исключить влияние таких естественных факторов, искажающих истинную картину максимального стока, как подпор, ледяные заторы и т. п. На водомерных постах измеряют уровни воды, а затем по кривой расхода приписывают каждому уровню определенную величину расхода.

Однако кривая расхода справедлива только для условия свободного стока и, прежде чем пользоваться ею, необходимо установить, насколько искажена отметка уровня воды под влиянием перечисленных выше явлений.

Должно быть также учтено, что влияние хозяйственной деятельности человека на территории бассейна может существенно изменить высоты половодий. Агролесомелиоративные мероприятия, изменение системы землепользования, вырубка леса – все это меняет условия стока на огромных площадях водосбора. В результате может оказаться целесообразным разделить данные о режиме реки по периодам, используя для прогноза только те, которые характерны для последующих лет, когда будет эксплуатироваться мостовой переход. Гидроэнергетические сооружения на реках также сильно меняют условия стока. Поскольку деятельность человека на реке не является случайной, а направлена на ее планомерное использование, то расходы воды в случае регулирования стока не могут считаться случайными.

Поэтому применение статистических приемов прогноза высоты половодий ограничено свободными реками.

Результаты прогноза, основанного на статистических данных, должны подвергаться всесторонней проверке, главным образом путем сопоставления с натурными данными о прошедших половодьях.

Это позволит избежать грубых ошибок, хотя некоторая погрешность неустранима в связи с известной схематизацией явлений, которая допускается при конкретном расчете по ограниченному количеству данных о режиме реки. Если погрешность расчета будет велика, то опасность повреждения сооружений станет реальной. Поэтому к результатам статистиче-

ских расчетов при проектировании особо ответственных сооружений следует вводить некоторую гарантийную поправку. Эта поправка, равная возможной ошибке, прибавляется к результату расчета, хотя не исключается и ошибка другого знака.

Максимальный расход половодья определенной величины может быть охарактеризован вероятностью его превышения еще большими расходами. Если какой-либо расход является расчетным для сооружений мостового перехода, т. е. при половодье такой высоты запасы устойчивости сооружений будут исчерпаны, то вероятность превышения этого расхода будет одновременно вероятностью опасных условий работы сооружений.

Вероятность превышения расхода выражается в долях единицы и справедлива для каждого года, так как превышение расчетного расхода может произойти и любом году, но не обязательно, а лишь с определенной степенью вероятности. Чем больше максимальный расход, тем меньше вероятность его превышения еще более значительными расходами.

Вероятность превышения может быть отнесена не только к одному году, но и к длительному периоду времени. В этом случае можно отождествлять вероятность превышения с частотой, т. е. с числом случаев превышения за этот период. Например, если вероятность превышения максимального расхода весеннего половодья, которое бывает 1 раз в год, равна 0,02 в каждом году, то это одновременно обозначает, что такой максимальный расход будет превышен еще большими: в среднем 1 раз за каждые 50 лет; 2 раза за 100 лет и т. д. Превышение за длительный срок почти достоверно.

Нормы частоты нарушения нормальных условий эксплуатации, т. е. ограничений перевозок и скорости движения автомобилей, и нормы частоты возникновения опасности повреждения сооружений устанавливаются техническими условиями проектирования мостов (СНиП 2.05.03-84) и приведены в табл. 2.1.

Значения вероятности превышения (ВП) расчетных паводков

Таблица 2.1

Род сооружений	Железные дороги			Род сооружений	Автомобильные и городские дороги	
	Категории дорог	ВП паводков, %			Категория дорог	ВП расчетных паводков, %
		расчетных	наибольших			
Мосты и трубы	I-II	1	0,33	Большие и средние мосты	I-III и городские	1
То же	III-IV	2	1	То же	IV-V	2
//	V	3	2	Малые мосты и трубы	I	1
//	Внутренние подъездные пути	2	-	То же	II-III и городские IV-V	2 3

Примечания: 1. В обоснованных случаях отдельные сооружения на автомобильных и городских дорогах допускается рассчитывать по наибольшим паводкам с ВП-0,33%.

2. Для искусственных сооружений на подъездных путях, где не допускается по технологическим причинам перерыв движения, и в других обоснованных случаях ВП расчетных расходов и уровней допускается принимать 1%, а наибольших 0,33%.

3. Для отдельных, находящихся в благоприятных местных условиях сооружений на автомобильных дорогах IV-V категории, при специальном обосновании в проекте допускается ВП расчетных паводков принимать 3% вместо «%».

4. При недостаточности гидрометрических наблюдений следует учитывать неточности путем гарантийной добавки к величине расходов и соответствующих им уровней.

Чтобы построить сооружения, которым не угрожает потеря устойчивости ни при каких высоких половодьях, необходимо принять в качестве наибольшего расчетного расхода физически возможный предельный расход, так называемый максимум – максимум, частота превышения которого равна нулю. Однако сооружения, запроектированные на безопасный проход такого предельного половодья, весьма дороги, поэтому более экономично ограничивать наибольшие расчетные расходы значениями реально превышаемыми, допуская необходимость восстановления или ремонта отдельных сооружений на дорогах.

2.3. Методика прогноза максимальных расходов воды в реках

Расчетные максимальные расходы воды в реках в проектной практике определяются статистическими методами, которые изучаются в курсе «Гидрология, гидравлика и гидрометрия водотоков».

Определение максимальных расходов с расчетной вероятностью превышения удобно выполнять в табличной форме. Пример такого расчета приведен в табл. 2.2, где определены величины максимальных расходов с вероятностью превышения 1:100 (0,01) и 1:300 (0,0033).

Величины максимальных расходов

Таблица 2.2

P	$Q_{ср}, м^3/с$	C_v	C_s	$n, лет$	Φ_s	$Q_{max}, м^3/с$
0,01	1505	0,51	1,36	21	3,25	4380
0,0033	1505	0,51	1,36	21	4,05	5250

На реках, слабо изученных в гидрологическом отношении, на которых отсутствуют данные многолетних наблюдений, применяют приближенные способы определения максимальных расходов.

Расчетный максимальный расход воды весеннего половодья (Q_p), $м^3/с$, заданной ежегодной вероятностью превышения (P) в процентах определяется по формуле

$$Q_{max} = \frac{K_0 \cdot h_p \cdot \mu \cdot \delta \cdot \delta_1 \cdot \delta_2}{(A+1)^{0.2}} \cdot A, \quad (2.1)$$

где K_0 – параметр, характеризующий дружность весеннего половодья; h_p – расчетный слой суммарного (с учетом грунтового питания) стока (мм) с ежегодной вероятностью превышения (P); μ – коэффициент, учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов воды; δ – коэффициент, учитывающий влияние водохранилищ, прудов и проточных озер; δ_1, δ_2 – коэффициенты, учитывающие снижение максимального расхода воды соответственно в залесенных и заболоченных водосборах.

Расчет максимальных расходов воды по формуле (2.1) производится на основе метода аналогии путем подбора водосбора с наличием данных наблюдений по стоку и сравнительно однообразных физико-географических условий формирования весеннего половодья.

При этом, значение параметра (K_{0a}) приравнивается к соответствующей величине, определенной для реки – аналога ($K_0 = K_{0a}$) по формуле

$$K_{0a} = \frac{Q_{1\%a} \cdot (A_a + 1)}{h_{1\%a} \cdot \mu_a \cdot A_a \cdot \delta_a \cdot \delta_{1a} \cdot \delta_{2a}} \quad (2.2)$$

Для получения наиболее достоверного значения параметра (K_{0a}), определяемого по формуле (2.2), рекомендуется произвести расчет по нескольким смежным бассейнам-аналогам и принять среднее или наибольшее из них (в зависимости от важности решаемой задачи) значение (K_{0a}).

Расчетный слой стока (h_p), мм, определяется по данным рек-аналогов или по соотношению $h_p = \lambda_p h_{1\%}$, в котором величина слоя стока весеннего половодья обеспеченностью 1% $h_{1\%}$ определяется по карте изолиний, а поправочный коэффициент (λ_p) для перехода к слою стока другой обеспеченности, определяется по таблице 2.3.

Переходный коэффициент (λ_p) от слоя стока обеспеченности 1% к слою стока другой обеспеченности

Таблица 2.3

Переходный коэффициент (λ_p) при обеспеченности (P), в процентах, равной					
1	2	3	5	10	25
1,0	0,91	0,83	0,75	0,66	0,48

Средний многолетний слой весеннего стока (h_0), мм, и коэффициент вариации слоя стока (C_v) определяются по данным рек-аналогов или по картам изолиний.

Для рек с площадями водосбора менее 200 км² в значения (C_v), полученные по карте

изолиний, следует вводить поправочный коэффициент (k_{c_v}), учитывающий величину площади водосбора и определяемый по формуле

$$k_{c_v} = 1,3 - 0,0014 \cdot A \quad (2.3)$$

Коэффициент (μ), учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов воды, определяется по таблице 2.4.

Значения коэффициента (μ), учитывающего неравенство параметров слоя стока и максимальных расходов воды

Таблица 2.4

Водосбор	Значения коэффициента (μ) при обеспеченности (P), в процентах, равной							
	1	2	3	5	10	25	50	75
Правобережные притоки р. Припяти	1,0	0,95	0,94	0,93	0,87	0,81	0,74	0,66
Остальные реки Беларуси	1,0	0,96	0,93	0,90	0,84	0,75	0,651	0,55

Коэффициент (δ), учитывающий снижение максимального стока рек, зарегулированных проточными озерами, определяется по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 + c \cdot A_{oz}} \quad (2.4)$$

где c – коэффициент, принимаемый в зависимости от среднего многолетнего слоя весеннего стока (h_0).

При $h_0 \geq 100$ мм, $c=0,2$; при $h_0=50$ мм, $c=0,3$; при (h_0), изменяющемся от 100 до 50 мм, (c) находят интерполяцией. Средневзвешенная озерность водосбора (A_{oz}) в процентах, определяемая по формуле

$$A_{oz} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot A_i}{A^2} \cdot 100 \quad (2.5)$$

где S_i – площади зеркал озер, км²; A_i – площади водосборов озер, км²; A – площадь водосбора до расчетного створа реки, км².

Если река и ее притоки вытекают из озер, водосборы которых занимают значительную часть площади водосбора реки ($A_{oz} > 50\%$), то средневзвешенная озерность (A_{oz}) вычисляется по формуле

$$A_{oz} = \frac{(A'_{oz} - 2)}{0,92} \quad (2.6)$$

где A'_{oz} – относительная озерность в процентах, определяемая по формуле

$$A'_{oz} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot 100}{A} \quad (2.7)$$

Если озера расположены на водосборе вне главного русла и основных притоков, значение (δ) следует принимать равным 0,8 независимо от степени озерности.

Влияние прудов, регулирующих меженный сток, при расчете максимальных расходов воды вероятностью превышения $P < 5\%$ не учитывается, а при $P > 5\%$ допускается уменьшение расчетного значения расхода воды до 10%.

Коэффициент (δ_1), учитывающий снижение максимальных расходов воды в занесенных бассейнах, определяется по формуле

$$\delta_1 = \frac{\alpha_1}{(A_1 + 1)^{0,22}} \quad (2.8)$$

где α_1 – параметр, учитывающий расположение леса на водосборе; принимается по таблице 2.5; A_1 – заселенность водосбора, %.

При относительной залесенности (A_1) менее 3% или при проточной озерности (A_{oz}) более 20%, коэффициент (δ_1) принимается равным единице, при $A_1 > 30\%$, $\alpha_1 = 1,0$.

Значения параметра (δ_l) в формуле (2.8)

Таблица 2.5

Расположение леса на водосборе	Параметр (δ_l) при (A_d), в %, равном		
	3–9	10–19	20–30
равномерное	1,0	1,0	1,0
в верхней части водосбора	0,85	0,80	0,75
в нижней и прирусловой части водосбора	1,20	1,25	1,30

Коэффициент (δ_2), учитывающий снижение максимального расхода воды заболоченных водосборов, определяется по формуле

$$\delta_2 = 1 - \beta \cdot \lg(0,1 \cdot A_6 + 1), \quad (2.9)$$

где β – коэффициент, учитывающий тип болот и преобладающий механический состав почв (грунтов) вокруг болота и заболоченных земель; принимается по таблице 2.6; A_6 – заболоченность водосбора, в процентах.

Значение коэффициента β

Таблица 2.6

Типы болот и почв (грунтов) на их водосборах	β
Низинные болота и заболоченные леса и луга на водосборах, сложенных супесчаными и легкосуглинистыми почвами (грунтами)	0,8
Болота разных типов на водосборе	0,7
Верховые болота на водосборах, сложенных супесчаными и легкосуглинистыми почвами (грунтами)	0,5
Верховые болота на водосборах, сложенных среднесуглинистыми и глинистыми почвами (грунтами)	0,3

При невозможности подобрать реку–аналог расчетные максимальные мгновенные расходы воды (Q_{max}) заданной ежегодной вероятности превышения (P) допускается определять по формуле

$$Q_{max} = \frac{K'_0 \cdot h_p \cdot \mu \cdot \delta}{1000 \cdot (A + 1)^{0,2}} \cdot A, \quad (2.10)$$

где обозначения параметров h_p , μ , δ , A – те же, что и в формуле (2.1), а параметр (K'_0) определяется по формуле

$$K'_0 = \frac{9,15}{e^{0,02 \cdot A_d} \cdot [1 + 0,07 \cdot (A_6 + A_{мелир.з})]} + \frac{1,18}{10^{\frac{0,14}{i}}} + 0,77, \quad (2.11)$$

где e – основание натурального логарифма; A_d – относительная залесенность водосбора в процентах, вычисленная с учетом площадей, занимаемых лесом заболоченным и лесом по суходолу; $A_6 + A_{мелир.з}$ – относительная заболоченность водосбора в процентах, включающая болота, заболоченные земли и мелиорированные земли на осушенных болотах; i – уклон водотока, ‰.

Максимальные расходы воды дождевых паводков (Q_{max}^p), $м^3/с$, при площадях водосборов более 50 км² и наличии рек–аналогов следует определять по редуccionной формуле

$$Q_{max}^p = q_{pa} \cdot \frac{\delta \cdot \delta_2}{\delta_a \cdot \delta_{2a}} \left(\frac{A_d}{A} \right)^{n_s} \cdot A, \quad (2.12)$$

где q_{pa} – модуль максимального мгновенного расхода воды реки–аналога, $м^3 \cdot с \cdot км^2$, расчетной вероятностью превышения (P); δ , δ_a – соответственно для исследуемой реки и реки–аналога коэффициенты, учитывающие снижение максимальных расходов воды проточными озерами; определяются по формуле (2.4) при $c=0,2$, при наличии сведений только об относительной озерности $c=0,11$; δ_2 , δ_{2a} – соответственно для исследуемой реки и реки–аналога коэффициенты, учитывающие снижение максимального расхода воды вследствие заболоченности водосбора; опреде-

ляются по формуле (2.9) при $\beta=0,5$; n_s – коэффициент редукции модуля максимального мгновенного расхода воды с увеличением площади водосбора; принимаемый по таблице 2.7; A , A_a – соответственно для исследуемой реки и реки-аналога площади водосборов, км^2 .

Формула (2.12) применима при соблюдении условия

$$k_\phi \leq 1,5k_{\phi,a}, \quad (2.13)$$

где k_ϕ , $k_{\phi,a}$ – соответственно для исследуемой реки и реки-аналога коэффициенты формы водосбора, определяемые в зависимости от длины реки (L), км и площади водосбора (A), км^2 по формуле

$$k_\phi = \frac{L}{A^{0,56}}. \quad (2.14)$$

При несоблюдении условия (2.13), определение максимальных мгновенных расходов воды дождевых паводков (Q_{max}^p), $\text{м}^3/\text{с}$, при наличии рек-аналогов и площадях водосборов более 50 км^2 следует осуществлять по редукционной формуле

$$Q_{max}^p = q_{pa} \cdot \left(\frac{\Phi_a}{\Phi} \right)^{n_1} \cdot \frac{\delta}{\delta_a} \cdot A, \quad (2.15)$$

где n_1 – коэффициент редукции модуля максимального мгновенного расхода воды с увеличением времени руслового добегания, определяемый по таблице 2.7; Φ , Φ_a – соответственно для исследуемой реки и реки-аналога морфологические характеристики русл, определяемые по формуле

$$\Phi = \frac{1000 \cdot L}{\chi_p \cdot i_p^{1/3} \cdot A^{1/4}}, \quad (2.16)$$

где χ_p – гидравлический параметр русла, принимаемый по таблице 2.8; i_p – средневзвешенный уклон русла реки, ‰.

Значения коэффициентов редукции модуля максимального расхода воды n_s и n_1

Таблица 2.7

Водосборы рек	Значения коэффициентов	
	n_s	n_1
Западной Двины, Немана, левобережных притоков Припяти, Западного Буга	0,22	0,60
Березины, Днепра, Сожа	0,30	0,80
Правобережных притоков Припяти	0,50	1,1

Значения параметра χ_p

Таблица 2.8

Характеристики русл и пойм	χ_p , м/мин
Чистые русла постоянных равнинных рек; русла периодически пересыхающих водотоков	11
Извилистые, частично заросшие русла больших и средних рек; периодически пересыхающие водотоки, несущие во время паводка большое количество наносов	9
Сильно засоренные и извилистые русла периодически пересыхающих водотоков	7

При невозможности подобрать реку-аналог, максимальные мгновенные расходы воды дождевых паводков (Q_{max}^p), $\text{м}^3/\text{с}$, обеспеченности 10% определяются по формуле

$$Q_{max}^p = \frac{a_{10\%} \cdot \delta \cdot \lambda_p}{\Phi^{0,8}} \cdot A, \quad (2.17)$$

где $a_{10\%}$ – параметр, характеризующий модуль максимального мгновенного расхода воды

обеспеченности 10%, определяемый интерполяцией между данными наблюдений соседних гидрологически-изученных рек в исследуемом районе; Φ – морфологическая характеристика русла; A – площадь водосбора до расчетного створа, км²; λ_p – переходной коэффициент от максимальных расходов воды дождевых паводков, вероятностью превышения 10%, к максимальным расходам другой вероятностью превышения, принимаемый по табл. 2.9.

Значения переходного коэффициента λ_p

Таблица 2.9

Вероятность превышения в процентах	1	2	3	5	10	25
Переходной коэффициент	1,96	1,65	1,47	1,29	1,0	0,64

Средние суточные максимальные расходы воды (\bar{Q}_c) дождевого стока следует определять по гидрометрическим данным рек – аналогов. При отсутствии рек – аналогов значение (\bar{Q}_c), м³/с, допускается определять по формуле

$$\bar{Q}_c = \frac{Q_p}{k'_r}, \quad (2.18)$$

где Q_p – расчетный максимальный мгновенный расход воды, м³/с, ежегодной вероятностью превышения (P); k'_r – переходной коэффициент от срочных максимальных расходов воды к средним суточным, определяемый по зависимости

$$k'_r = \frac{v}{(A+1)^{m_1}}, \quad (2.19)$$

где A – площадь водосбора, км²; v , m_1 – параметры определяемые по таблице 2.10.

Значения параметров (v) и (m_1)

Таблица 2.10

Водосбор реки	Параметр	
	v	m_1
Западной Двины	1,8	0,09
Немана, Западного Буга, левобережных притоков Припяти, Днепра, Березины, Сожа	4,5	0,19
Правобережные притоки Припяти	5,0	0,20

Величины слоев дождевого стока при наличии рек – аналогов принимаются, независимо от площади водосбора рек, равными величинам расчетных слоев дождевого стока аналогов.

Величины расчетных слоев дождевого стока (h_p), мм, для водосборов с площадью менее 50 км² при отсутствии рек-аналогов определяются по формуле

$$h_p = \varphi \cdot H_{1\%} \cdot \lambda'_p, \quad (2.20)$$

где λ'_p – переходной коэффициент от слоев дождевого стока вероятностью превышения (P), равной 1%, к слоям дождевого стока другой вероятности превышения, принимаемый по таблице 2.11.

Значения переходных коэффициентов λ'_p

Таблица 2.11

Водосбор реки	Переходный коэффициент (λ'_p) при обеспеченности (P) в процентах, равной					
	1	2	3	5	10	25
Западной Двины, Немана, Западного Буга, левобережных притоков Припяти, Березины, Днепра, Сожа	1,0	0,87	0,79	0,68	0,52	0,35
Правобережных притоков Припяти	1,0	0,77	0,68	0,56	0,28	0,10

Величины расчетных слоев дождевого стока, для водосборов площадью более 50 км² при отсутствии рек-аналогов, определяются по данным гидрометрических постов соседних рек интерполяцией или по карте изолиний.

Максимальные расходы воды дождевых паводков ($Q_{p\%}$), м³/с, ежегодной вероятностью (P) при площади водосбора менее 50 км² и отсутствии рек-аналогов определяются по формуле

$$Q_{p\%} = \bar{q}_{дп} \cdot A \cdot k_p \cdot 10^{-3}, \quad (2.21)$$

где $\bar{q}_{дп}$ – средний многолетний модуль стока дождевых паводков, л/с км²; A – площадь водосбора, км²; k_p – модульный коэффициент расчетной ежегодной вероятности превышения (обеспеченности).

Средний многолетний модуль стока дождевых паводков определяется по формуле

$$\bar{q}_{дп} = a \cdot \frac{B^{0,25} \cdot i_B^{0,143} \cdot (1 + 0,5 \cdot p)}{(A + 1)^{0,25} \cdot (1 + 0,2 \cdot A_{оз}) \cdot (1 + 0,02 \cdot A_б) \cdot (1 + 0,02 \cdot A_{л,з}) \cdot (1 + 0,01 \cdot A_{л,с})}, \quad (2.22)$$

где a – физико-географический параметр; $B_{ср}$ – средняя ширина водосбора (бассейна), км; i_B – средний уклон водосбора, ‰; p – густота речной сети (учитываются водотоки длиной $L \geq 2,0$ км), км/км²; $A_{оз}$ – средневзвешенная озерность водосбора, ‰; $A_б$ – относительная заболоченность водосбора, ‰; $A_{л,з}$ – относительная площадь заболоченного леса на водосборе, ‰; $A_{л,с}$ – относительная площадь сухого леса на водосборе, ‰.

Коэффициент вариации средних многолетних модулей стока воды дождевых паводков определяется по формуле

$$C_v = \frac{a}{(A + 10)^{0,05} (q_{дп} + 1)^{0,1}}. \quad (2.23)$$

Отношение коэффициента асимметрии к коэффициенту вариации модулей стока дождевых паводков для рек бассейна Западной Двины принимается – $C_S = 2C_V$, для рек бассейна Немана и левобережных притоков Припяти – $C_S = 3C_V$, для рек бассейнов Днестра, Сожа, Березины, правобережных притоков Припяти – $C_S = 4C_V$.

2.4. Определение уровней воды и скоростей течения, соответствующих максимальным расходам

Для проектирования мостовых переходов необходимо знать не только величины максимальных расходов, но и подъем уровня воды, а также скорости течения при расчетных половодьях, и гидрограф расчетного паводка $Q=f(t)$

Это необходимо, например, при расчете размыва дна рек под мостами с учетом хода паводка, при расчете групповых отверстий и в некоторых других случаях.

Если известен максимальный расход половодья, т. е. первичный фактор, определяющий режим водного стока свободной реки в месте предполагаемой постройки мостового перехода, то отметку уровня воды и скорость течения можно определить по кривым расхода и скорости. Последние строят на основании непосредственных гидрометрических измерений, проводимых методами, изучаемыми в курсе гидрометрии. Следует иметь в виду, что если величина расхода половодья практически не зависит от очертания поперечного сечения долины в месте расположения проектируемого мостового перехода, то скорость течения и наполнение долины (т. е. подъем уровня воды) в сильной степени связаны с местными характеристиками долины: шириной, уклоном, шероховатостью. Поэтому гидрометрические кривые, построенные для одного участка (сечения) реки, нельзя использовать при проектировании сооружений на другом участке, за исключением случаев, когда местные характеристики этих участков полностью идентичны.

Гидрометрические работы редко удается провести в год наивысшего половодья, тем более они не могут быть проведены в год расчетного половодья, которое, как правило, на реке еще не наблюдалось. Поэтому для определения уровней и скоростей течения кривые расхода и скорости должны быть предварительно экстраполированы за пределы того наивысшего уровня воды, при котором проводились гидрометрические измерения.

В качестве расчетного принимают паводок, максимальный расход которого имеет вероятность превышения, установленную действующими техническими условиями (2; 1;

0,33%) На форму гидрографа расчетного паводка оказывают влияние геометрические и физико-географические характеристики речного бассейна

В зависимости от степени гидрологической изученности реки применяют различные способы построения гидрографа расчетного паводка. На реках, мало изученных в гидрологическом отношении, используют геометрическую (линейную и криволинейную) схематизацию гидрографов. На хорошо изученных реках применяют схематизацию по типовым моделям паводков.

Наиболее простой вид геометрической схематизации расчетного гидрографа представляет собой линейная схематизация по треугольнику или трапеции, которая впервые была применена Д. И. Кочериным для расчета трансформации максимальных расходов в водохранилищах.

При схематизации расчетного гидрографа по треугольнику для его построения необходимо знать две из следующих трех величин: 1) продолжительность паводка T ; 2) расчетный максимальный расход воды на пике паводка Q_{max} (без учета меженного расхода $Q_{меж}$ в начале паводка); 3) объем стока $W_{ст} = TQ_{max}/2$ (площадь треугольника). Кроме того, нужно знать соотношение между величинами T_1 и T_2 , т.е. $\delta = T_2/T_1$, где T_1 – продолжительность подъема паводка, а T_2 – продолжительность его спада.

Для равнинных рек при отсутствии наблюдений К. П. Воскресенский рекомендует принимать следующие значения коэффициента δ в зависимости от площади бассейна F : при $F=300-500 \text{ км}^2$ $\delta = 1$; при $F=500-5000 \text{ км}^2$ $\delta = 1,5$; при F более 5000 км^2 $\delta = 2$. Для рек с заболоченными бассейнами, а также с большими или заболоченными поймами $\delta = 3$.

На реках с небольшой площадью бассейна при наличии паводков, вызванных продолжительными дождями, расчетный гидрограф схематизируют по трапеции. Для его построения, кроме величин T , T_2 и Q_{max} , необходимо еще знать продолжительность T_3 стояния максимального расхода. Д. И. Кочерин рекомендовал принимать $T_3 = 0,1 \cdot T$. Тогда объем стока, представляющий собой площадь трапеции, равен

$$W_{ст} = \frac{1}{2}(T + 0,1T)Q_{max} = 0,55TQ_{max}. \quad (2.24)$$

Сравнение реальных гидрографов и схематизированных по треугольнику или трапеции показывает, что линейная схематизация не всегда соответствует натурным гидрографам, имеющим обычно криволинейное очертание, поэтому большое распространение на практике получили способы криволинейной схематизации расчетных гидрографов и, в частности, способ Д. Л. Соколовского. Он, как и способы линейной схематизации, справедлив для одномодальных паводков. Гидрограф схематизируется по параболам второй или третьей степени (рис. 2.7).

Уравнения гидрографа имеют следующий вид:

а) для кривой подъема

$$Q_n = Q_{max} \left(\frac{t_1}{T_2} \right)^m; \quad (2.25)$$

б) для кривой спада

$$Q_{п} = Q_{max} \left(\frac{T_2 - T_1}{T_2} \right)^n, \quad (2.26)$$

где Q_n – расход воды на подъеме паводка (без учета меженного расхода $Q_{меж}$ в начале паводка); $Q_{ст}$ – расход воды на спаде паводка (без учета расхода $Q_{меж}$); t_1 – время, отсчитываемое от начала паводка, t_2 – время, отсчитываемое от пика паводка.

Показатели степени m и n принимают: для рек с весенним половодьем $m=n=2$; для рек с дождевыми паводками $m=2$ и $n=3$.

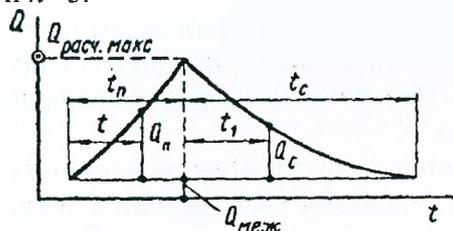


Рис. 2.7. Схематизированный параболический гидрограф стока

Продолжительность подъема T_I (в сутках) для весенних половодий на мало изученных реках определяют по приближенной формуле С.П. Боголюбова

$$T_I = T_{cx} + L/v, \quad (2.27)$$

где T_{cx} – продолжительность схода основного снегового покрова в сутках; принимают по наблюдениям на ближайшей метеостанции для года наибольшего половодья; L – длина реки от истока до створа мостового перехода км; v – средняя скорость течения в русле при пике половодья, км/сут. С. П. Боголюбов рекомендует принимать эту скорость равной 108 км/сут для всех рек, кроме заболоченных; для последних $v=56$ км/сут.

В том случае, когда имеется возможность установить фактические значения T_I и δ по реке-аналогу, эти значения и принимают при расчетах.

Объем весеннего половодья, равный площади схематизированного параболического гидрографа, определяют в m^3 по формуле

$$W_n = 28800 Q_{max} T_I (1 + \delta), \quad (2.28)$$

где Q_{max} – максимальный расход во время паводка, m^3/c ; T_I – продолжительность подъема, сутки.

На мало изученных реках с дождевыми паводками продолжительность подъема паводка T_I , в ч вычисляют по формуле

$$T_I = \frac{KL}{3,6v}, \quad (2.29)$$

где K – коэффициент, который изменяется от 1,0 (для коротких ливневых дождей) до 1,5 (для обложных дождей продолжительностью более суток); L – длина реки от истока до створа мостового перехода; км; v – средняя за время подъема скорость добегания пика паводка, м/с; при расчетах приближенно принимают $v \approx 0,7 v_n$, где v_n – средняя скорость течения воды в расчетном створе на пике паводка, м/с.

Скорость v_n в м/с определяют по формуле Шези или по упрощенной формуле, предложенной Д. Л. Соколовским и П. В. Покровским:

$$v_n = 17,0 \cdot i_6^{0,4} \cdot h_{cp}^{0,5}, \quad (2.30)$$

где i_6 – бытовой продольный уклон поверхности воды; h_{cp} – средняя глубина воды, м.

Скорость v_n также устанавливают на основании результатов наблюдений на соседних реках.

В том случае, когда имеется возможность установить фактические значения T_I и δ по реке-аналогу, эти значения и принимают при расчете.

Объем дождевого паводка, равный площади схематизированного параболического гидрографа, определяют в m^3 по формуле

$$W_d = 300 Q_{max} T_I (4 + 3\delta), \quad (2.31)$$

где Q_{max} – в m^3/c , а T_I – в часах.

Сущность способа схематизации по типовым моделям паводков заключается в следующем. За основу принимают ряд реальных гидрографов высоких паводков, фактически наблюдавшихся на водомерном посту (рис. 2.8, а). На каждом гидрографе намечают характерные переломные точки и определяют абсциссы и ординаты этих точек. Ординаты Q выражают в процентах от максимального расхода Q_{max} , а абсциссы t – в процентах от продолжительности паводка T , которую принимают средней для всей группы гидрографов. На основании полученных данных $Q \cdot 100/Q_{max}$ и $t \cdot 100/T$ строят относительные гидрографы, которые наносят на общий чертеж (рис. 2.8, б, линии 1, 2, 3). Через центры тяжести ординат проводят осредняющую линию 4 (рис. 2.8, б), она представляет собой расчетный относительный гидрограф или типовую модель расчетного паводка.

Для построения расчетного гидрографа (рис. 2.8, в) относительные ординаты и абсциссы полученного относительного гидрографа умножают соответственно на максимальный расход Q_{max} и на принятую продолжительность паводка T . Абсолютные ординаты расчетного гидрографа вычисляют через $1/20$ - $1/10$ общей продолжительности паводка, а также во всех характерных переломных точках.

Очевидно, что описанная методика построения расчетного гидрографа паводка основывается на положении, согласно которому отношение расхода воды в любые сутки к максимальному расходу на пике паводка является одинаковым для расчетного и наблюдаемого паводков.

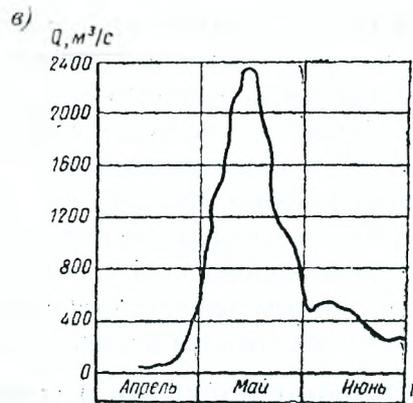
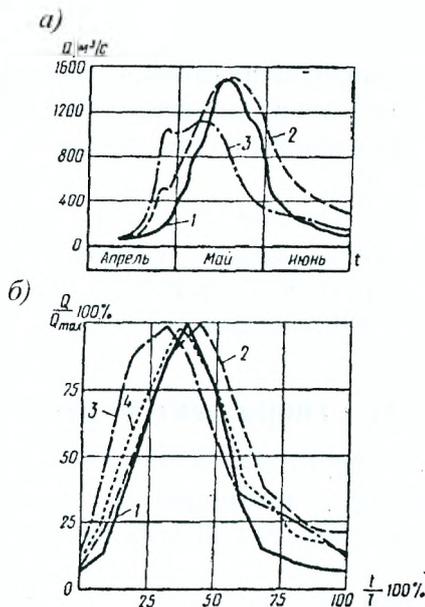


Рис. 2.8. Схематизация расчетного гидрографа по типовой модели паводка: а – наблюдаемые гидрографы высоких паводков; б – то же, в относительных координатах; в – расчетный гидрограф; 1 – 1994 г.; 2 – 1997 г.; 3 – 2002 г.; 4 – средний гидрограф

По известному расчетному гидрографу паводка, если знать также зависимость расхода воды от уровня воды $Q=\Phi(z)$, не трудно построить уровенный график расчетного паводка $z=\varphi(t)$ (рис. 2.9). Для построения берут по гидрографу расходы, относящиеся к определенным моментам времени, и по кривой $Q=\Phi(z)$ находят соответствующие уровни воды.

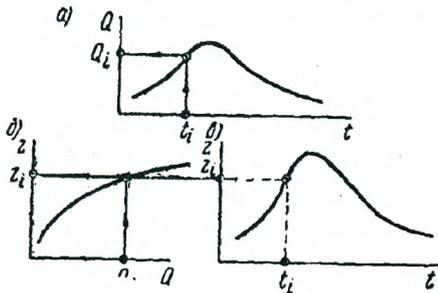


Рис. 2.9. Построение уровенного графика (в) при известном гидрографе стока (а) и кривой расхода (б)

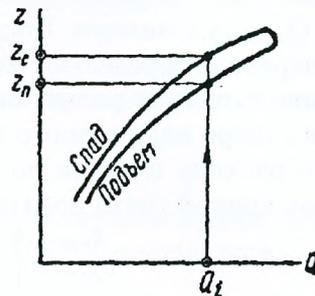


Рис. 2.10. Неоднозначная зависимость расхода от уровня воды

Зависимость расхода воды от уровня может быть однозначной (рис. 2.9, б) и неоднозначной (рис. 2.10). Зависимость бывает неоднозначной, когда продольные уклоны реки на подъеме и на спаде паводка заметно разнятся – больше на подъеме и меньше на спаде. Поэтому при одном и том же расходе уровень воды стоит ниже на подъеме и выше на спаде. Строя по гидрографу $Q=f(t)$ и неоднозначной зависимости $Q=\Phi(z)$ уровенный график $z=\varphi(t)$, необходимо учитывать указанное различие уровней стояния воды на подъеме и спаде.

При построении кривых скорости необходимо иметь в виду, что в различных частях одного и того же поперечного сечения речной долины скорости сильно разнятся, так как формируются в различных условиях. Скорости пойменного потока малы и характеризуют режим протекания потока при большой шероховатости неподвижного дна. Скорости течения воды в русле обычно значительны. Дно русла сложено наносами, перемещающимися в паводок, и характеризуется меньшей шероховатостью, чем поймы. Поэтому кривые средней скорости для всего сечения потока при половодье, когда залиты и поймы, не могут считаться характерными. Для решения ряда проектных задач необходимо строить отдельные кривые средней скорости для русла и для каждой поймы.

Кривые скорости дают явно двужначную зависимость $v=f(H)$ и отличие наивысшего уровня от уровня, при котором наблюдается максимальная скорость, обычно значительно. Устранение петлеобразного очертания кривой скорости и одновременно разброса натуральных точек достигается тем же приемом, что и для кривых расхода, т.е. вместо зависимости $v=f(H)$ строится кривая

$$v_z = \frac{v}{\sqrt{\Delta z}} = f(H). \quad (2.32)$$

Уклоны или соответствующие им падения Δz должны учитываться фактически наблю-

давшиеся во время каждого из гидрометрических измерений.

По экстраполированной кривой $v_z = f(H)$ нетрудно найти скорость при наивысшем уровне половодья, соответствующем максимальному расходу с расчетной вероятностью превышения. Однако это не будет максимальной скоростью для расчетного половодья, которая наблюдается при более низком уровне и большем падении Δz .

Отыскать такой уровень и определить величину максимальной скорости по кривой $v_z = f(H)$ довольно трудно. Поэтому обычно определяют только скорость течения при наивысшем уровне половодья и устанавливают коэффициент перехода от этой скорости к наибольшей по данным непосредственных замеров при нескольких паводках. Чаще всего этот коэффициент оказывается не зависящим от высоты половодья.

2.5. Перенос расходов и уровней воды из одного створа реки в другой

При проектировании мостовых переходов нередко встречаются такие случаи, когда расчетные максимальные расходы и уровни определяют в створе водомерного поста, который находится на некотором расстоянии от створа мостового перехода. В этих случаях приходится переносить расходы и уровни в створ перехода.

Перенос максимальных расходов производят следующим образом.

В том случае, когда в створе перехода имеется короткий ряд фактических наблюдений за расходами, а на водомерном посту ведут длительные наблюдения, строят кривую связи годовых максимальных расходов в створе мостового перехода $Q_{max(m)}$ и в створе водомерного поста $Q_{max(a)}$ (рис. 2.11). По кривой связи находят недостающие расходы для тех лет, когда измерение расходов в створе мостового перехода не производилось. В результате этого ряд годовых максимальных расходов $Q_{max(m)}$ удлиняется. После удлинения ряда расчетный максимальный расход в створе мостового перехода определяют методом математической статистики.

Можно поступить и иначе: определить максимальный расход расчетной вероятности превышения в створе водомерного поста $Q_{расч(a)}$, а затем проэкстраполировать кривую связи до найденного расхода и найти по ней искомый расход $Q_{расч(m)}$ (на рис. 2.11 экстраполированный участок кривой связи показан пунктиром).

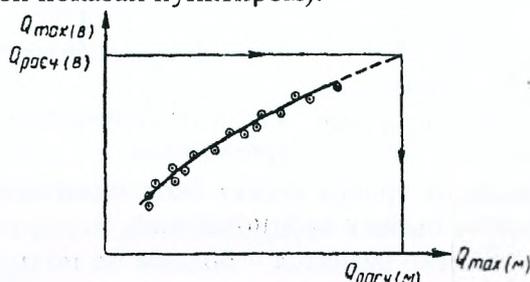


Рис. 2.11. Кривая связи годовых максимальных расходов

Если в створе перехода наблюдения за расходами отсутствуют, то перенос максимального расхода расчетной вероятности превышения производят с учетом изменения площади водосборного бассейна на участке между створами. При этом расход $Q_{расч(m)}$ определяют по формуле

$$Q_{расч(m)} = Q_{расч(a)} \left(\frac{F_M}{F_a} \right)^{1-n}, \quad (2.33)$$

где F_B – площадь водосборного бассейна до створа водомерного поста, км²; F_M – площадь водосборного бассейна до створа мостового перехода, км²; n – показатель степени редукции максимального расхода по площади бассейна.

Такой перенос возможен тогда, когда расчетный слой суммарного стока, коэффициент дружности половодья и показатель степени его редукции для расходов талых вод или модуль максимального расхода и показатель степени его редукции для дождевых паводков в пределах всего участка остаются неизменными. В противном случае максимальный расход в створе мостового перехода определяют методом аналогий.

Если участок реки между створами водомерного поста и мостового перехода является транзитным (бесприточным), то при переносе расхода необходимо учитывать распластывание паводочной волны. Явление распластывания паводочной волны объясняется тем, что при движении волны

ее лобовая часть (или фронт волны) перемещается с большей скоростью, чем тыльная, так как уклон поверхности воды на лобовой части больше. В результате этого при движении паводочной волны ее тыльная часть отстает от лобовой, что приводит к увеличению длины волны и уменьшению высоты волны, максимального уровня воды и максимального расхода.

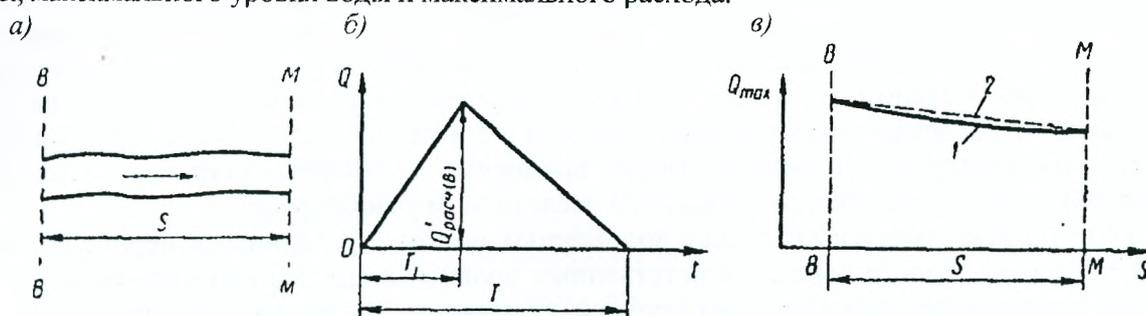


Рис. 2.12. К расчету переноса максимального расхода: а – схема транзитного русла с показанием сечений В-В и М-М; б – расчетный гидрограф в створе водомерного поста; в – линии максимальных расходов (1 – фактическая, 2 – принятая)

Перенос максимального расхода из одного створа реки в другой с учетом расплывания паводочной волны можно производить приближенным способом.

Имеем участок транзитного русла длиной S , м (рис. 2.12, а); В-В – начальный створ (створ водомерного поста), М-М – конечный створ (створ мостового перехода). Максимальные расходы расчетной вероятности превышения в этих створах – $Q_{расч(в)}$ и $Q_{расч(м)}$, $м^3/с$.

Для транзитного призматического русла получена следующая формула:

$$Q_{расч(м)} = Q_{расч(в)} - \Pi_Q S, \quad (2.34)$$

где Π_Q – коэффициент снижения максимального расхода, $м^2/с$, определяется из выражения

$$\Pi_Q = \frac{2W_{см}}{cT^2N}, \quad (2.35)$$

где $W_{см}$ – объем стока, $м^3$; c – скорость распространения паводочной волны, $м/с$; T – продолжительность стока в начальном створе (в створе водомерного поста), с; N – коэффициент формы гидрографа, равный

$$N = \frac{T_1}{T}, \quad (2.36)$$

где T_1 – продолжительность подъема паводка в створе водомерного поста, с.

Величины T_1 и T определяют на основании расчетного треугольного гидрографа в створе водомерного поста (рис. 2.12, б). Объем стока $W_{см}$ представляет собой площадь указанного гидрографа:

$$W_{см} = TQ'_{расч(в)} / 2, \quad (2.37)$$

где $Q'_{расч(в)}$ – максимальный расход расчетной вероятности превышения в створе водомерного поста без учета меженного расхода $Q_{меж}$ ($Q'_{расч(в)} = Q_{расч(в)} - Q_{меж}$), $м^3/с$.

Скорость распространения паводочной волны вычисляют по формуле

$$c = \frac{3v}{2}, \quad (2.38)$$

где v – средняя скорость течения в створе водомерного поста при расчетном уровне, $м/с$.

При выводе формулы (2.34) были приняты следующие исходные предпосылки: расчетный гидрограф как в начальном створе, так и во всех последующих имеет форму треугольника (рис. 2.12, б); коэффициент формы гидрографа N остается постоянным вдоль по течению; линия максимальных расходов вдоль русла, которая представляет собой пологую вогнутую кривую (линия 1 на рис. 2.12, в), принимается за наклонную прямую (пунктирная линия 2 на рис. 2.12, в).

Перенос расчетных уровней из створа водомерного поста в створ мостового перехода производят одним из следующих трех способов: по кривой расхода $Q=f(z)$, по кривым связи соответственных уровней воды, по уклону водной поверхности.

Перенос расчетных уровней по кривой расхода производят на бесприточных участках рек

большой протяженности при наличии в створе водомерного поста надежной кривой $Q=f(z)$ и результатов многолетних наблюдений за стоком, которые позволяют определить максимальные расходы различной вероятности превышения. На участке реки, расположенном между створом водомерного поста и створом мостового перехода, открывается один или несколько временных водомерных постов. На них организуют параллельные с постоянным водомерным постом наблюдения за уровнями. Для каждого створа строят кривую $Q=f(z)$, которую экстраполируют до расчетного максимального расхода. С помощью полученного пучка кривых расхода на основании известного расчетного максимального расхода в створе постоянного водомерного поста определяют расчетные уровни воды в створах временных водомерных постов и по ним строят продольный профиль водной поверхности на исследуемом участке реки.

Если на реке имеется несколько водомерных постов с различными периодами наблюдений, то строят кривые связи соответственных уровней воды. На водомерном посту, ближайшем к мостовому переходу, ряд уровней удлиняется. Расчетный уровень переносят из створа указанного водомерного поста. Удлиненный ряд уровней должен иметь не менее 20 членов. Для построения кривой связи выбирают соответственные уровни, наблюдаемые в створах водомерного поста (z_B) и мостового перехода (z_M): самые высокие, самые низкие, а также характерные уровни, соответствующие точкам перелома графика $z=f(t)$. Построенную кривую связи (рис. 2.13) экстраполируют до расчетного уровня $z_{расч(в)}$, установленного в створе водомерного поста. В результате этого находят расчетный уровень в створе мостового перехода $z_{расч(м)}$. Данный способ применяют тогда, когда направление кривой связи соответственных уровней в верхней ее части выявляется достаточно отчетливо.

В противном случае надежная экстраполяция кривой связи невозможна.

Перенос расчетных уровней по уклону водной поверхности производят для участка реки небольшой протяженности (1-3 км). Для переноса расчетного уровня применяют формулу

$$z_{расч(м)} = z_{расч(в)} \pm i \cdot S, \quad (2.39)$$

где $z_{расч(в)}$ – расчетный уровень вероятности превышения (p , %) в створе водомерного поста, m , определяется по результатам многолетних наблюдений; $z_{расч(м)}$ – расчетный уровень той же вероятности превышения в створе мостового перехода, m ; i – уклон водной поверхности; S – расстояние между створом водомерного поста и створом мостового перехода, m .

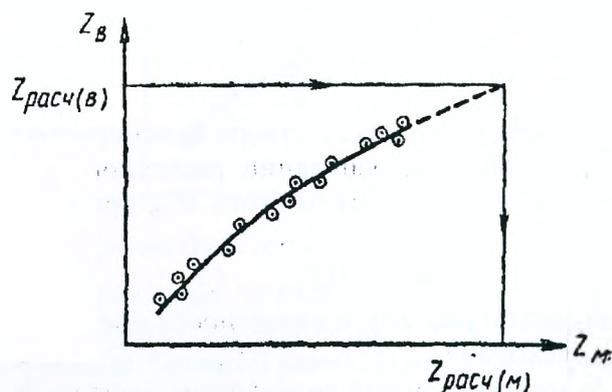


Рис. 2.13. Кривая связи соответственных уровней воды

Если створ мостового перехода располагается ниже створа водомерного поста, то в формуле (2.39) принимают знак минус, в противном случае – знак плюс.

Какой-либо перенос величин скоростей течения при высоких половодьях со створа водомерного поста на створ мостового перехода практически невозможен. Это объясняется тем, что скорость течения в сильной степени определяется местными условиями. Например, в условиях местного сужения речной долины и уменьшения ширины поймы скорости течения в русле и на пойменных участках в месте сужения будут значительно отличаться от скоростей на соседних участках долины.

Поэтому для точного определения скоростей течения в створе проектируемого мостового перехода необходимо производить гидрометрические наблюдения непосредственно в этом створе (хотя бы ограничиваясь измерениями только в пределах русла реки) и строить кривую скорости течения в русле, необходимую для дальнейших расчетов.

3. РУСЛОВОЙ ПРОЦЕСС И ЕГО ПРОГНОЗИРОВАНИЕ

3.1. Гидролого-морфологическая теория руслового процесса и ее применение к проектированию мостовых переходов

Дождевые и талые воды смывают с поверхности бассейнов в речную сеть продукты разрушения горных пород, которые вместе с продуктами размыва русла в виде сыпучих минеральных частиц образуют речные наносы. Наносы перемещаются водным потоком от истоков к устьям рек, откладываются и вновь размываются, пополняются наносами притоков, меняют крупность и заканчивают свой путь в водоемах-базилах эрозии речной системы. Поэтому в естественных руслах сток имеет две фазы – жидкую (воду) и твердую (наносы).

Перемещение и отложение наносов, воздействие потока на дно и берега реки вызывают деформации речного русла и определяют его форму. В зависимости от физико-географических условий, в которых находятся реки или отдельные их участки, устанавливается тот или иной характерный вид естественной деформации речного русла – тип руслового процесса. Естественные русловые деформации должны учитываться при проектировании мостовых переходов. Это необходимо, чтобы обеспечить устойчивость сооружений.

На рис. 3.1 показаны поперечные профили реки под мостом до его постройки и через 39 лет после возведения мостового перехода. Значительное переформирование подмостового русла, происшедшее за указанный срок, в значительной мере было обусловлено естественным русловым процессом. Смещение максимальной глубины русла к левобережной опоре стало угрожать ее устойчивости и потребовало устройства специального укрепления дна для защиты фундамента от подмыва.

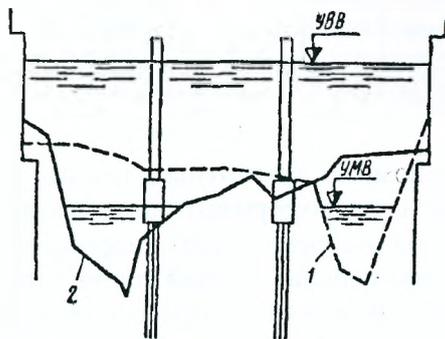


Рис. 3.1. Поперечные сечения потока под мостом: 1 – профиль дна перед строительством мостового перехода; 2 – профиль дна через 39 лет после сооружения перехода

В большинстве случаев речные наносы состоят из частиц грунта различных размеров. Для характеристики крупности однородных наносов применяют определенную классификацию (табл. 3.1). Устанавливают крупность и содержание фракций частиц разных размеров по гранулометрическому анализу проб грунта. Средний размер частиц определяют как средневзвешенный по формуле

$$d = \frac{\sum d_i \cdot p_i}{100}, \quad (3.1)$$

где d_i – средняя крупность данной фракции, которую находят как среднюю арифметическую величину из крайних значений крупности фракции; p_i – весовая доля данной фракции, %.

По участию в русловом процессе различают наносы руслоформирующие, состоящие из частиц диаметром более 0,1 мм, и транзитные, состоящие из очень мелких частиц (менее 0,1 мм), переносимые в основной своей массе к устью реки. Таким образом, пылеватые, илистые и глинистые частицы относятся, как правило, к транзитным наносам.

Кроме деления на виды по участию в русловом процессе, движущиеся наносы разделяют на категории по их размещению и форме движения в потоке воды: взвешенные наносы, перемещающиеся в толще потока, при этом их концентрация изменяется по мере удаления от дна; донные наносы, передвигающиеся у дна в слое некоторой толщины, в большинстве случаев путем перекачивания или скачками.

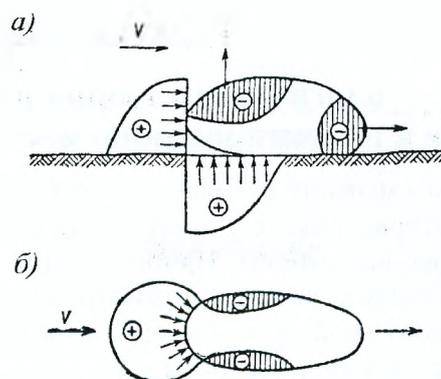


Рис. 3.2. Схема силового воздействия потока на твердую частицу, лежащую на дне: а – продольный разрез; б – план

Классификация наносов по крупности (диаметр частиц, мм)

Таблица 3.1

Глина	Ил		Пыль		Песок			
	Мелкий	Крупный	Мелкая	Крупная	Мелкий	Средний	Крупный	
<0.001	0.001-0.005	0.005-0.01	0.01-0.05	0.05-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	0.5-1	
Гравий			Галька			Валуны		
мелкий	средний	крупный	мелкая	средняя	крупная	мелкие	средние	Крупные
1-2	2-5	5-10	10-20	20-50	50-100	100-200	200-500	500-1000

В категорию взвешенных, помимо транзитных, входит значительная часть руслоформирующих наносов. Меньшую часть руслоформирующих наносов составляют донные наносы. При неоднородном составе наносов и определенных гидравлических условиях средний диаметр частиц взвешенных наносов обычно меньше средней крупности наносов, влекомых по дну.

Характер движения взвешенных и донных наносов определяется главным образом турбулентным режимом течения воды в реках. Вихри, постоянно зарождающиеся у дна, и непрерывная пульсация скоростей течения в толще водяного потока обеспечивают перенос частиц в виде взвеси на большие расстояния. На частицы, движущиеся у дна, кроме лобового давления действует подъемная сила (рис. 3.2) Она возникает вследствие отрывного обтекания и неодинаковой величины продольных скоростей у верхней и нижней поверхности частицы, а также от воздействия на частицу вихрей, образующихся у дна при турбулентном режиме течения.

С изменениями скоростного поля потока меняется его мутность и происходит взаимобмен между взвешенными и влекомыми по дну наносами.

Насыщение потока наносами особенно активно осуществляется во время паводков и половодий при стоке с бассейна дождевых и талых вод. В периоды половодий и паводков происходит и наиболее значительная русловая эрозия, в некоторой мере также пополняющая наносы. Различают глубинную и боковую эрозию русел. Глубинная эрозия ограничена высотным положением базиса эрозии (уровнем водоема в устье реки). На равнинных реках со сложившимися долинами заметной глубинной эрозии врезания реки в глубь ложа не происходит. На горных участках рек глубинная эрозия наблюдается. Боковая эрозия – размыв берегов русла – характерное, часто встречающееся явление на равнинных реках, русла и поймы которых сложены мелкозернистыми грунтами.

Предельное содержание наносов ($\text{кг}/\text{м}^3$) или их предельный расход ($\text{кг}/\text{с}$), которые поток способен транспортировать при данных гидравлических характеристиках, называется транспортирующей способностью потока.

Если к данному сечению потока поступает расход наносов q , меньший транспортирующей способности q_T , то поток будет размывать русло; обратное отношение этих величин будет приводить к аккумуляции наносов.

В естественных потоках почти всегда $q \neq q_T$, что неизбежно вызывает периодические отложения и размывы русла.

Среднюю скорость течения водного потока, при которой частицы, лежащие на дне потока, приходят в движение, называют размывающей скоростью.

При скорости течения превышающей размывающую, возникает массовое влечение донных наносов. Ввиду наличия подъемной силы частицы опрокидываются и катятся по дну. Под действием вихрей катящиеся частицы приподнимаются над дном и на некотором расстоянии движутся, не соприкасаясь с ним. При этом исчезает подъемная сила, вызывавшаяся несимметричным обтеканием частицы снизу и сверху, и под действием силы тяжести она снова возвращается на дно и катится по нему. Таким образом, частицы донных наносов на некоторой длине перемещаются как бы скачками.

Пульсации скорости турбулентного потока, особенно сильно выраженные у дна, являются специфической особенностью его кинематической структуры; при этом истинные (актуальные) скорости течения воды неодинаковы в разных точках, расположенных на одном и том же расстоянии от дна, и в каждой точке изменяются во времени. Под действием такого течения на плоском дне, покрытом несвязными частицами грунта, обязательно возникают неровности в форме вытянутых в продольном направлении валиков – скоплений частиц. Как только такие неровности дна образовались, их размеры увеличиваются, так как они уже сами способствуют неравномерности движения воды. На верховой стороне валиков, обращенной против течения, движение ускоренное; на гребне выступа происходит срыв течения, а за низовым откосом образуется водяной валец с горизонтальной осью вращения, перпендикулярной к направлению основного продольного течения. В результате на дне вдоль по течению формируются гряды, следующие друг за другом и имеющие пологий верховой откос и крутой обрывистый низовой откос – подвалье (рис. 3.3).

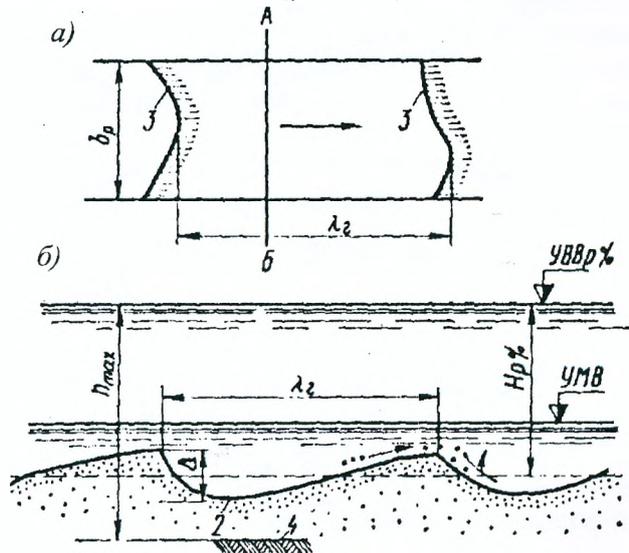


Рис. 3.3. Русло с ленточными грядами: а – план русла; б – продольный профиль русла по линии наибольших глубин; 1 – гребень гряды; 2 – подвалье гряды; 3 – ленточные гряды в плане; 4 – возможное положение дна в подвалье гряды

Донные струи, движущиеся по верховому откосу гряды, увеличивают свою скорость при движении к гребню и размывают его. Сносимые частицы частично попадают в подвалье, обеспечивая тем самым перемещение гряды, а частично переносятся на следующую гряду.

Вследствие руслового процесса плановые очертания и глубины речного русла, зафиксированные съемкой во время изысканий мостового перехода, в процессе эксплуатации его оказываются иными. Эти будущие формы речного русла заставят опоры моста, струенаправляющие дамбы и пойменные насыпи работать при пропуске расчетного паводка в условиях, иногда резко отличных от условий, существовавших во время проектирования перехода. По-

этому в проекте необходимо дать прогноз наиболее невыгодных русловых условий, при которых будут работать сооружения мостового перехода.

В проектной практике широко используется гидролого-морфологическая теория руслового процесса, согласно которой морфологические образования, возникающие при русловом процессе, подразделяются на три вида: микроформы, мезоформы и макроформы. Первые представляют собой мелкие гряды наносов, определяющие шероховатость дна, изменения их связаны с изменением гидравлики потока и они выражают расход донных наносов. Мезоформы представляют собой крупные гряды наносов (ленточные гряды, побочни, осередки), сопоставимые с величиной русла. Эти гряды, двигаясь по руслу, определяют его конфигурацию, однако при изменении гидравлики потока лишь частично меняют свою форму и являются более устойчивыми морфологическими образованиями. Макроформы – это взаимодействующий устойчивый комплекс образований, включающий, например, излучины (меандры) русла и пойму реки.

Строение, размеры и особенности деформаций макроформ определяются режимом стока воды и наносов, рельефом и геологическим строением бассейна и речной долины, а также наличием местных базисов эрозии. Встречающиеся в природе различные комбинации указанных природных факторов создают различные типы руслового процесса. Если на протяжении реки природные факторы меняются, то меняется и тип руслового процесса. Участок реки, на котором сохраняется данный тип руслового процесса, называют морфологически однородным участком.

Установлено семь типов руслового процесса: ленточногрядовый, побочневый, ограниченного меандрирования, свободного меандрирования, незавершенного меандрирования, пойменной многорукавности и русловой многорукавности (осередковый). Каждый из этих типов имеет свои особенности деформаций русла и поймы (рис. 3.4).

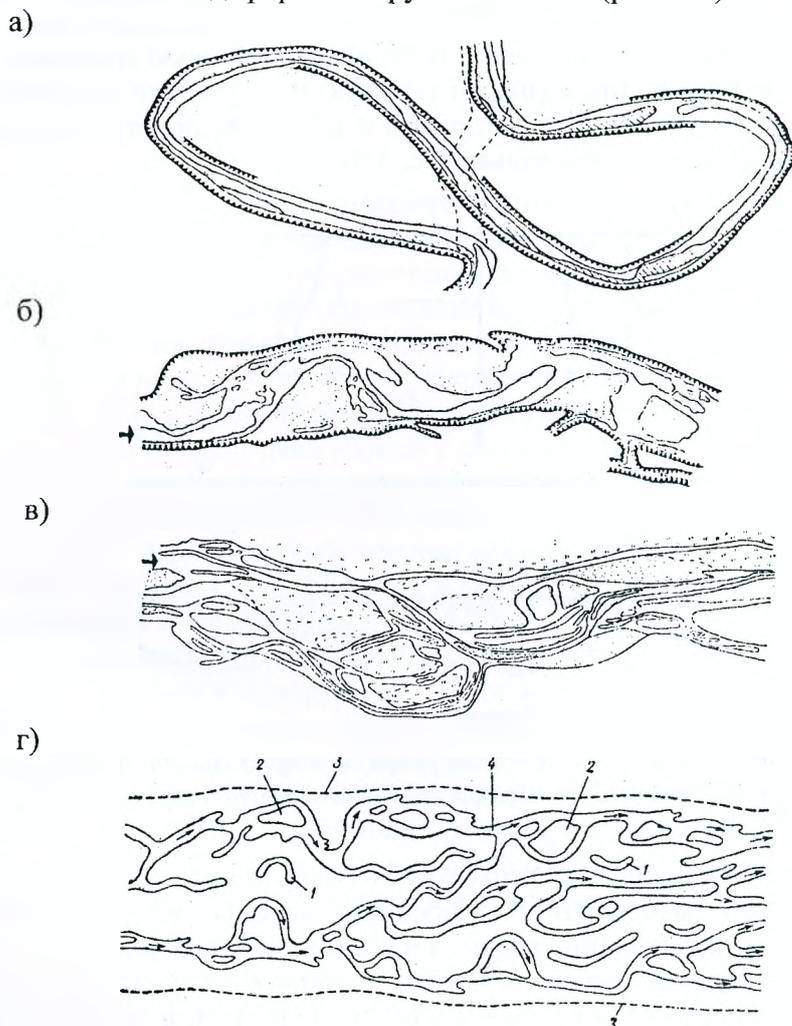


Рис. 3.4. Планы участков русел рек различных типов: а – меандрирующее (извилистое); б – немеандрирующее; в – блуждающее; г – пойменная многорукавность; 1 – старицы; 2 – пойменные острова; 3 – границы поймы; 4 – протоки

Бесспорно могут встретиться реки с русловым процессом, отличным от установленных типов, например, текущие в ущельях горные реки с безгрядовым движением наносов, а также реки со смешанным типом руслового процесса.

3.2. Расчет смещения ленточных гряд и побочней

Ленточно-грядовый тип руслового процесса опознается по следующим признакам: русло прямолинейное или слабоизвилистое, повороты его совпадают с поворотами долины, берега без следов подмыва и задернованы; дно русла песчаное, в межень просвечивает цепь крупных гряд наносов, занимающих всю ширину русла, положение гряд хорошо видно на аэрофотоснимках русла; поймы, как правило, отсутствуют или небольшие, ровные, без протоков и староречий.

Ленточно-грядовый тип характеризуют следующие параметры (см. рис. 3.3): λ_r – шаг гряды, равный расстоянию между гребнями смежных гряд; $\frac{\lambda_r}{b_p}$ – относительный шаг, рав-

ный отношению шага гряды к ширине русла b_p , величина его находится в пределах 6-8; Δ_r – высота гряды, равная наибольшему превышению гребня гряды над подошвой подвалья; $\Delta_r \approx 1,5-2,0$ м, но может достигать и больших значений; C_r – средняя скорость перемещения ленточных гряд и

$$C_r = -\frac{1,8q_{об}}{\Delta_r}, \quad (3.2)$$

где $q_{об}$ – расход наносов на метр ширины русла, м³/с.

Максимальные скорости сползания гряд наблюдаются в паводочный период; в это же время гряды имеют наибольшие размеры по высоте. В меженный период процесс сползания гряд затухает.

Так как скорость смещения ленточных гряд измеряется сотнями метров в год, то за срок службы моста (порядка 100 лет) через створ мостового перехода пройдет много подвальев и гребней гряд. Для расчета общего размыва с учетом гидрографа паводка необходим профиль живого сечения по подвалю гряды, так как в этом случае средняя глубина после размыва будет наибольшей. При расчете общего размыва по скорости динамического равновесия конечный результат не зависит от исходного живого сечения под мостом, если ширина и форма русла стабильны.

Плановые деформации берегов русла при этом типе руслового процесса протекают медленно или отсутствуют; этот вид деформаций при проектировании мостового перехода можно не учитывать.

Для определения общего и местного размывов у опор моста необходимо знать бытовую максимальную глубину h_{max} в подвалю гряды, которая образуется при прохождении паводка расчетной вероятности превышения (см. рис. 3.3). В пределах расчетных вероятностей превышения паводков $p \approx 2 \div 0,33\%$ величины h_{max} определяют по приближенным формулам:

$$h_{max} = H_{p\%} (1 + 0,65K); \quad (3.3)$$

$$h_{max} = H_{p\%} (1 + K), \quad (3.4)$$

где $H_{p\%}$ – высота расчетного уровня воды заданной вероятности превышения над средней линией дна (см. рис. 3.3).

В табл. 3.2 даны значения коэффициента K для вероятности превышения $0,33\% < p < 2\%$.

Таблица 3.2

Значения коэффициента K

Крупность руслового аллювия d , м	Значения коэффициента K		
	$1g \frac{H_{p\%}}{d} > 3,0$	$2,5 < 1g \frac{H_{p\%}}{d} < 3,0$	$2,0 < 1g \frac{H_{p\%}}{d} < 2,5$
0,0—0,00025	0,35	0,45	0,50
0,00025—0,0005	0,30	0,40	0,45
0,0005—0,001	0,25	0,35	0,40
0,001—0,005	0,20	0,30	0,35
>0,005	0,15	0,25	0,30

Формула 3.3 дается для прямолинейных участков русла, а формула 3.4 – для криволинейных участков.

Если нет данных о крупности руслового аллювия, величину h_{max} можно получить, используя эмпирическую зависимость высоты гряды Δ_r от руслоформирующего расхода Q_{50} вероятности превышения $p=50\%$, установленную В. В. Ромашиним

$$h_{max} \approx H_{p\%} + 0,12 \cdot Q_{50}^{0,37} \quad (3.5)$$

Наибольшая глубина в подвалье гряды h_{max} не имеет фиксированного положения по ширине русла и должна учитываться при расчете местного размыва у всех русловых опор, если нет ограничений по геологическим условиям.

При побочневом типе руслового процесса движение наносов также происходит грядами, занимающими всю ширину русла, но сильно перекошенными в плане. Возвышенные части гряд примыкают к противоположным берегам русла и вследствие перекоса располагаются в шахматном порядке; в межень они обсыхают, образуя побочни, которые хорошо опознаются на крупномасштабных картах и аэрофотоснимках.

Шахматное расположение побочней приводит к искривлению меженного потока и образованию поперечной циркуляции на закруглении; поток, размывая плесовую ложину у вогнутого берега, переносит наносы к выпуклому берегу, наращивая противоположий побочень.

Плесовые ложины меженного русла отделены друг от друга пониженными частями перекошенных гряд наносов, образующими перекаты. В паводок по руслу сползает вся гряда со скоростью, зависящей от устойчивости русла; плесовые ложины углубляются, а гребни перекоатов наращиваются. В межень побочни неподвижны и размываются лишь гребни перекоатов, а плесовые ложины частично заносятся.

При побочневом типе не происходит значительных изменений плана коренных берегов русла и переформирования пойм, однако коренные берега менее устойчивы, чем при ленточногрядовом типе. Побочни, сползая вниз по течению, прикрывают от размыва те участки берега, к которым они примыкают, а прижимные участки берега между грядами, где расположены плесовые ложины, размываются, что приводит к периодическому расширению и сужению русла. При расширении возможны отторжения побочней и перемещения в образовавшийся рукав главного русла. Поймы обычно не широкие, рельеф их состоит из вытянутых по направлению течения рядов параллельных гряд; встречающиеся при этом типе руслового процесса широкие поймы являются реликтовыми или имеют озерное происхождение.

Признаками периодически расширяющихся русел являются обрывистые подмываемые берега, а также следы отторжения побочней и спрямлений русла. План русла побочневого типа представлен на рис. 3.5.

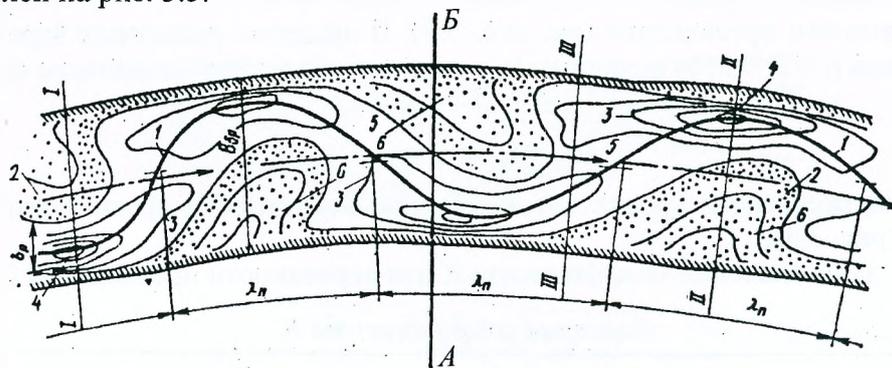


Рис. 3.5. План побочневого русла: 1 – средняя линия меженного русла; 2 – средняя линия паводочного русла; 3 – изобаты; 4 – плесовые ложины; 5 – перекаты; 6 – побочни

Побочневый тип характеризуют параметры: λ_n – шаг побочня, равный расстоянию по прямой между смежными точками перегибов средней линии меженного русла; b_p – ширина меженного русла; $B_{бр}$ – ширина русла в его пойменных бровках; $\frac{\lambda_n}{b_p}$ – относительный шаг

побочня; \bar{C}_n – средняя скорость сползания побочней (ее устанавливают по совмещению съемок различных лет); величина \bar{C}_n составляет от десятков до сотен метров в год.

Обычно величины $\frac{\lambda_n}{b_p}$ – равны 4-8; $\frac{B_{op}}{b_p}$ – равны 2-4 на плесовом участке (на перекатном участке $B_{op} \approx 1,0-1,5b_p$).

Для периодически расширяющихся русел устанавливают величину V_{max} равную ширине русла в пойменных бровках в момент его наибольшего расширения. Для оценки устойчивости русел предложено много показателей. По Н. А. Ржаницыну, обобщенный критерий устойчивости имеет вид

$$Y = \frac{db}{H^2 i}, \quad (3.6)$$

где d – средний диаметр руслового аллювия, м; b – ширина русла, м; H – средняя глубина русла, м; i – уклон водной поверхности.

Для устойчивых русел $Y \geq 100$ для среднеустойчивых $10 < Y < 100$, для неустойчивых $Y < 10$.

Если нет русловых съемок за различные годы, то величину Y используют для установления \bar{C}_n по аналогии с рекой такого же типа, где есть русловые съемки разных лет. При выборе аналога следует также иметь в виду, что устойчивость побочней и других русловых форм зависит не только от грунтовых и гидравлических характеристик русла, учитываемых формулой (3.6).

Подвижность этих морфологических образований зависит также от режима жидкого и твердого стока – длительный многопиковый паводочный период и большой объем донных наносов при прочих равных условиях увеличивают интенсивность руслового процесса.

Движение побочней приводит к переформированиям живого сечения русла в створе мостового перехода; при сползании под мост правобережного побочня наибольшие глубины будут у левого берега, а при сползании под мост левобережного побочня – наибольшие глубины будут у правого берега; средняя часть русла будет находиться в более стабильном положении, так как через нее всегда будут проходить перекатные участки гряд.

Скорости переформирования русла побочневого типа указывают на возможность образования за период службы моста плесовой лоцины как у правого, так и у левого берегов.

3.3. Расчет смещения меандров при ограниченном и свободном меандрировании. Незавершенное меандрирование и пойменная многоруканность

Ограниченное меандрирование является промежуточным типом руслового процесса между побочневым типом и свободным меандрированием. При замедлении транспорта донных наносов побочни закрепляются растительностью и превращаются в изолированные пойменные массивы, примыкающие к бортам сравнительно узкой долины, которая ограничивает развитие излучин (меандров) русла, имеющих в плане вид синусоиды.

Пойменные массивы размываются с верховой и наращиваются с низовой стороны. Сползание вниз по течению слабовыраженных меандров русла происходит с сохранением их очертаний и размеров – русло передвигается параллельно самому себе (рис. 3.6). Перекаты расположены косо к направлению течения и проходят ниже точек перегиба русла. Наибольшие глубины находятся у подмываемого верхового берега пойменного массива. В межень перекаты размываются, а в половодье наращиваются: в плесовых лоцинах происходит обратный процесс.

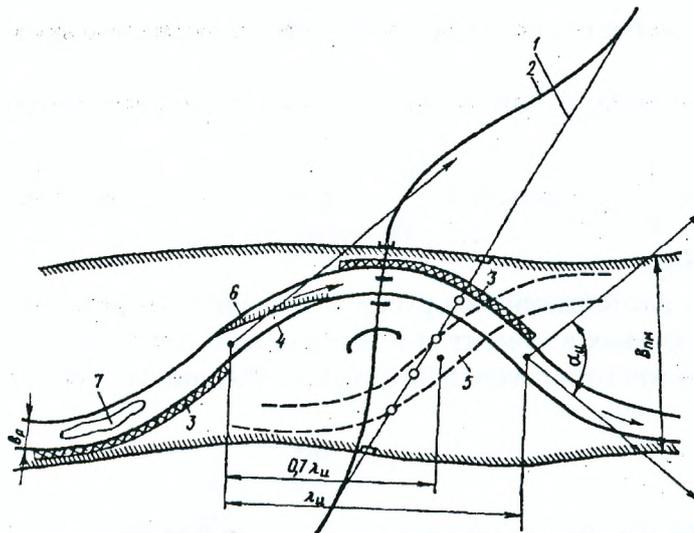


Рис. 3.6. Схема мостового перехода через реку с ограниченно меандрирующим руслом: 1 – трасса перехода при перекрытии мостом пояса меандрирования; 2 – трасса перехода при закреплении вогнутых берегов излучин; 3 – укрепление берегов; 4 – положение русла во время изысканий перехода; 5 – то же, после смещения на $0,7\lambda$; 6 – гребень переката; 7 – плесовая ложина

Ограниченное меандрирование русла характеризуют следующие параметры (см. рис. 3.6.): $\lambda_{и}$ – шаг излучины, равный расстоянию по прямой между двумя смежными точками перегиба средней линии меженного русла; b_p – ширина меженного русла; $B_{пм}$ – ширина пояса ограниченного меандрирования, равная сумме наибольших на обследуемом участке ширин меженного русла и пойменного массива; \bar{r} – средний радиус кривизны излучин на обследуемом участке реки; $\alpha_{и}$ – угол разворота излучины, равный обычно $60-80^\circ$ и не превышающий 120° ; $\bar{C}_{и}$ – средняя скорость сползания излучины и

$$\bar{C}_{и} \approx \frac{(q_{т.кр} - q_{т.пр})T_{расч}}{\rho \cdot H_{д}}, \quad (3.7)$$

где $q_{т.кр}$ – средний за расчетное время погонный расход наносов на криволинейном участке русла, кг/с м; $q_{т.пр}$ – то же, на прямолинейном участке; $T_{расч}$ – расчетное время, в течение которого при прохождении среднего паводка средняя скорость течения в русле превышала неразмывающую скорость, с; ρ – плотность грунта русла в естественном залегании кг/м³; $\bar{H}_{д}$ – средняя за расчетное время глубина воды плесовой ложины на протяжении вогнутого берега, м.

Величины $q_{т.кр}$ и $q_{т.пр}$ определяют по формуле И. И. Леви:

$$q_T = 12 \cdot \left(\frac{v}{v_0} \right)^3 d \cdot (v - v_0) \cdot \left(\frac{H_{ср}}{d} \right)^{0.33}, \quad (3.8)$$

где v – средняя за расчетное время T скорость течения в русле, соответственно $v_{кр}$ и $v_{пр}$ – для криволинейного и прямолинейного участков русла, м/с; v_0 – средняя за расчетное время T неразмывающая скорость для грунта русла со средним диаметром фракций d (м), вычисляемая по формуле Б.И. Студеничкикова – $v_0 = 3,6 (H_d)^{0.25}$; $H_{ср}$ – средняя глубина русла за расчетное время T ; соответственно $H_{ср.кр}$ и $H_{ср.пр}$ для криволинейного и прямолинейного участков русла.

Свободное меандрирование – наиболее сложный тип руслового процесса, имеющий на отдельных реках много индивидуальных особенностей и отклонений от рассматриваемой ниже общей схемы процесса.

В отличие от предыдущего типа излучины русла при свободном меандрировании, развиваясь, изменяют свои формы и размеры. Признаком свободного меандрирования является широкая пойма, превышающая ширину современного пояса меандрирования, со сложным рельефом поверхности, представленным веерами возвышенных грив (старых прирусловых валов), разделенных ложинами, а также подковообразными или серповидными старицами.

Излучины проходят следующий цикл развития: вначале, когда излучины слабо выражены, они сползают вниз по течению аналогично излучинам ограниченного меандрирования, но при этом постепенно изменяют свою форму. Угол разворота излучины увеличивается, скорость сползания по течению уменьшается и дальнейшая деформация ее в плане идет преимущественно за счет разворота вокруг точек перегиба русла и увеличения длины излучины (рис. 3.7). Русло в плане принимает форму петли, ее вытягивание и разворот происходят вначале интенсивно, а затем процесс постепенно затухает.

Развитие данной излучины связано с развитием смежных с ней верховой и низовой излучин; две противоположно направленные излучины разворачиваются около фиксированных точек – перегибов средней линии русла (точки a, b, c, d на рис. 3.7). Разворачиваясь около этих точек, верховая и низовая излучины сближают подмываемые вогнутые берега, что приводит в один из паводков к прорыву узкого перешейка между излучинами. После прорыва верховая и низовая излучины резко уменьшают свою кривизну, средняя излучина превращается в подковообразную старицу, а на спрямленном участке русла начинается новый цикл меандрирования.

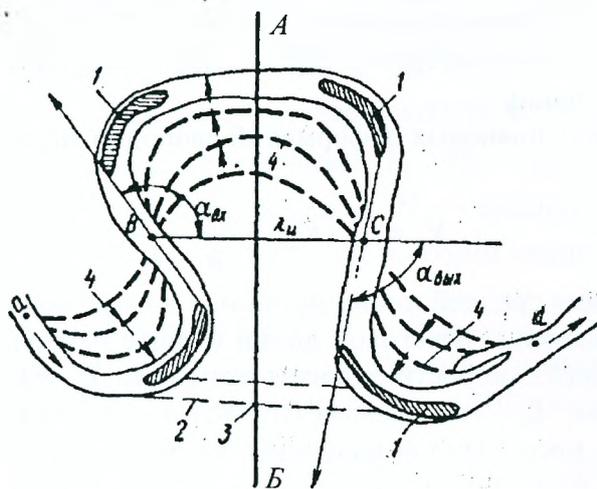


Рис. 3.7. План-схема свободно меандрирующего русла: 1 – глубокие участки плесов; 2 – направление искусственного спрямления русла; 3 – створ мостового перехода; 4 – береговые валы

Не все излучины морфологически однородного участка реки проходят полный цикл развития – интенсивное развитие одних излучин может замедлить развитие других. Прорывы петель, стабилизируя верховые смежные излучины, могут ускорить процесс развития у смежных низовых излучин. Если излучина в своем развитии встретит препятствие (неразмываемый берег, сооружение), то процесс меандрирования нарушается и русло может сделать вынужденный поворот, к которому будет неприменима приводимая ниже методика прогнозирования.

Перегибы средней линии русла являются самыми устойчивыми точками плана свободно меандрирующего русла. Однако и они могут медленно смещаться вместе со смещением всего пояса меандрирования.

Процесс свободного развития меандров русла сопровождается образованием ряда береговых валов, повторяющих очертание выпуклого берега излучины.

Внемеженная часть гребня крупной гряды наносов, примыкающая к пляжу выпуклого берега, после спада половодья обычно покрывается растительностью, которая создает условия для задержки взвешенных наносов в следующее половодье.

Постепенно гребень гряды превращается в береговой вал. За это же время противоположный вогнутый берег размывается, гребень гряды в русле также смещается в ту же сторону и начинается образование нового берегового вала на выпуклом берегу.

В зависимости от интенсивности руслового процесса на образование одного берегового вала требуется от нескольких лет до нескольких десятков лет. В среднем для равнинных условий европейской территории этот срок может быть принят 15–20 лет.

Ширина берегового вала соответствует ширине сдвижки вогнутого берега за тот же период времени.

Плесовая лощина с наибольшими глубинами у вогнутого берега при большом развитии излучины иногда разделяется на два и более глубоких участка. Во время паводка плесы размываются, а перекаты наращиваются; в межень происходит обратный процесс. Отметки дна плесов и перекатов могут в течение года колебаться на крупных реках до нескольких метров.

Свободно меандрирующие русла характеризуют следующие параметры: λ_M – шаг излучины, равный расстоянию по прямой между двумя смежными точками перегиба средней линии меженного русла; S – длина излучины, равная расстоянию между верховой и низовой точками перегиба излучины, измеренному по средней линии русла; степень развитости излучины; α_M – угол разворота излучины, образованный векторами, направленными по касательной в верховой и низовой точках перегиба в сторону течения реки, равный сумме углов входа и выхода из излучины $\alpha_M = \alpha_{ВХ} + \alpha_{ВЫХ}$ (см. рис. 3.7); $B_{нм}$ – наибольшая ширина пояса меандрирования на обследуемом участке реки, равная наибольшей ширине поля, ограниченного линиями, соединяющими вершины одинаково направленных излучин; r_M – радиус кривизны излучины, измеряемый в случае разделения плесовой лощины отдельно для участка каждой плесовой лощины; $S_{бр}$ – ширина русла в бровках на прямых участках между излучинами; B_k – ширина русла в створе наибольшей кривизны излучины; C_M – наибольшая скорость смещения бровки берега данной излучины, м/год; \bar{C}_M – средняя скорость смещения береговой линии.

Приближенный расчёт плановых деформаций свободно меандрирующего русла производят по формуле

$$V_б = C_M \cdot K_{из} \cdot T \cdot \frac{h_n - h_0}{h_M - h_0}, \quad (3.9)$$

где $V_б$ – величина смещения средней линии русла или вогнутого берега на данном поперечнике, м; C_M – скорость смещения береговой линии в точке наибольших плановых деформаций, м/год; $K_{из}$ – коэффициент скорости развития излучины; T – число лет срока прогнозирования величины смещения; A_n – наибольшая глубина на рассматриваемом поперечнике, м; h_M – наибольшая глубина плеса данной излучины, м; h_0 – средняя глубина двух перекатов, ограничивающих данную излучину, м.

Глубины h_n , h_M и h_0 отсчитывают от уровня средней межени, а $K_{из}$ определяют по графику (рис. 3.8).

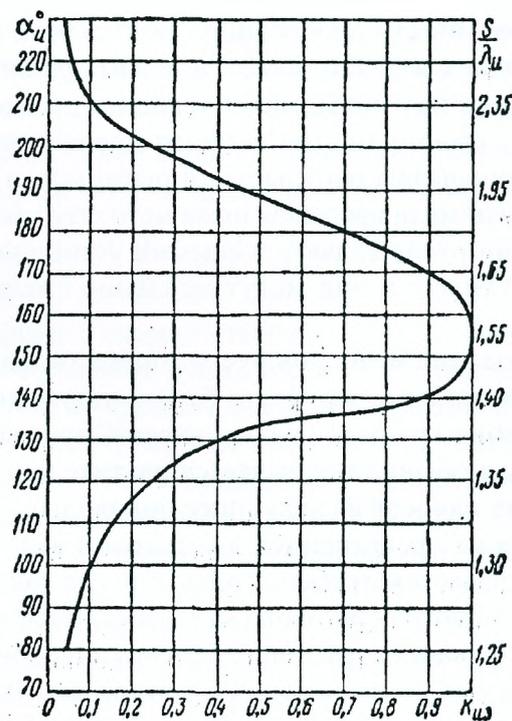


Рис. 3.8. График зависимости коэффициента изменения скорости развития излучины $K_{из}$ от угла ее разворота и от отношения S/λ_M

При начальных углах разворота $125^\circ > \alpha_{и} > 195^\circ$ и небольших сроках прогнозирования (порядка 15-20 лет) формулу (3.9) можно принять в упрощенном виде

$$Y_6 \approx \bar{C}_m \cdot T \cdot \frac{h_n}{h_m} \quad (3.10)$$

При частом затоплении поймы процесс свободного меандрирования в начальной стадии иногда нарушается образованием спрямляющей протоки.

Спрямляющая протока развивается постепенно, затем во время сильного паводка русло перемещается в спрямляющую протоку. После перемещения русла в спрямляющую протоку развитие излучины прекращается, и она постепенно отмирает. До перемещения русла в спрямляющей протоке наблюдается русловой процесс ленточно-грядового или побочневого типа, а после перемещения русла спрямляющая протока начинает меандрировать до образования нового спрямления и повторения цикла развития. Этот процесс называется незавершенным меандрированием.

Незавершенное меандрирование в природе устанавливают по наличию спрямляющих протоков, находящихся на различных стадиях развития. Кроме основных характеристик, применяемых при свободном меандрировании ($\lambda_{и}$, $S_{и}$, $\alpha_{и}$, \bar{C}_m) для незавершенного меандрирования, определяют: $S_{пр} / S_{из}$ – показатель незавершенности меандрирования, где $S_{пр}$ – длина спрямления и $S_{из}$ – длина спрямленной излучины; $\bar{h}_п / \bar{H}_p$ – показатель затопляемости поймы, где $\bar{h}_п$ – средняя глубина затопления поймы и \bar{H}_p – средняя глубина русла при расчетном уровне. Чем больше отношение $\bar{h}_п / \bar{H}_p$, тем на более ранних стадиях развития происходит спрямление излучины.

В случае устройства моста на излучине деформацию русла рассчитывают по методике для свободного меандрирования. Если мост устраивают на спрямляющей протоке, то деформации рассчитывают по тому типу руслового процесса, который наблюдается на спрямлении с учетом возможного перехода к меандрированию.

В обоих случаях произойдет нарушение естественного руслового процесса, так как должна увеличиться пропускная способность русла в излучине или на спрямлении.

При частом глубоком и длительном затоплении поймы в результате повторных спрямлений незавершенных меандров образуется тип руслового процесса, называемый пойменной многорукавностью (см. рис. 3.4, г).

Отдельные рукава большой протяженности рассматриваются как самостоятельные русла, которые имеют тот или иной из описанных типов руслового процесса; поэтому специальных измерителей, характеризующих пойменную многорукавность, не предусматривается. Следует иметь в виду, что перемещение по главным рукавам крупных гряд наносов может привести к закрытию одних и к возобновлению течения в других, ранее заглохших протоках.

Описанные выше особенности руслового процесса при ограниченном, свободном и незавершенном меандрировании соответствуют руслам, сложенным несвязными аллювиальными грунтами; в этих условиях зоны эрозии аккумуляции совпадают (размыв вогнутого берега и отложения грунта на противоположном выпуклом берегу). Если русло сложено связными грунтами, для которых зоны эрозии и аккумуляции не совпадают (размытые глинистые частицы взвешиваются потоком и уносятся далеко от места размыва), то фарватер русла не соответствует его плану: наибольшие глубины находятся у выпуклых, а наименьшие – у вогнутых берегов.

3.4. Расчеты деформаций при русловой многорукавности (осередковый тип)

Осередковый тип характерен распластанным многорукавным руслом, по которому движутся расчлененные большие гряды наносов. Возвышенные части гряд обсыхают в межень и образуют осередки, разделенные извилистыми протоками. В паводок основной поток идет по широкому руслу, наибольшие глубины могут образоваться в любой его точке в зависимости от расположения крупных скоплений наносов и протоков между ними. Осередковый тип руслового процесса возникает при больших объемах твердого стока (донных наносов) на

участках рек, где уклон водной поверхности резко уменьшается по сравнению с вышележащими участками и происходит частичная аккумуляция наносов.

В зависимости от гидрографа стока осередковый тип руслового процесса разделяется на два подтипа. При длительной межени обсохшие части осередков покрываются растительностью, способствующей отложению наносов, и превращаются в острова; протоки между такими островами обычно меандрируют, способствуя деформации островов в продольном и поперечном направлениях; расчеты этих деформаций выполняют для типа руслового процесса, наблюдаемого в том или ином рукаве русла.

При длительных паводках и кратковременной межени лишённые растительности осередки крайне подвижны: конфигурация протоков и гряд наносов резко меняется в течение одного паводка, причем скорость перемещения отдельных русловых форм достигает сотен и даже тысяч метров в год; такой подтип называется блужданием русла.

Особенно интенсивен процесс блуждания по выходе горных рек на предгорную равнину, сложенную мелкозернистыми наносами. Пойм на таких участках нет, высокие паводки занимают всю ширину слабо врезанного в долину распластанного русла, называемого также зоной блуждания отдельных рукавов меженного русла. В начале спада паводка крупные гряды наносов замедляют движение и создают большую неравномерность в распределении расходов, скоростей течения и глубин воды. Если стрежень потока сваливается к одной из границ зоны блуждания, невысокий суглинистый берег катастрофически размывается, увеличивая ширину зоны блуждания. Окружающая зона блуждания равнина иногда имеет отметки более низкие, чем отметки русла, которое постепенно поднимается вследствие частичной аккумуляции наносов (рис. 3.9).

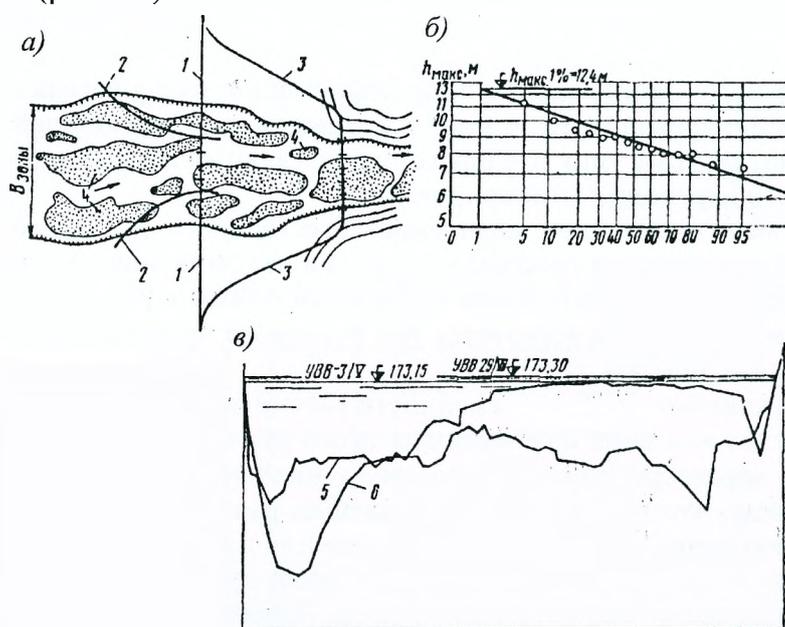


Рис. 3.9. Деформация блуждающего русла: а – план вариантов мостового перехода; б – профили живых сечений русла по створу перехода в теснине; в – график зависимости $h_{max}=f(p, \%)$; 1 – трасса перехода, стесняющего зону блуждания; 2 – направляющие поток дамбы, 3 – трасса перехода в теснине; 4 – осередки; 5 – профиль живого сечения на 3 мая 1997 г.; 6 – то же, на 29 июля 1997 г.

При прохождении паводков нарушается динамическое равновесие русла, так как местные скорости течения значительно больше скоростей динамического равновесия для данных грунтов; паводочный поток, взвешивая мелкий аллювий, временно углубляет русло, которое по спаде паводка снова заполняется отложениями наносов. Увеличение глубины русла в паводок идет главным образом за счет саморазмыва. Саморазмыв прекращается после достижения равенства $v_{факт} = v_{дин}$, но это равенство может быть для блуждающих русел только кратковременным, поэтому среднюю глубину саморазмыва при расчетном расходе воды непосредственно промерами определить практически невозможно. Расчет деформаций блуждающего русла в створе мостового перехода заключается в определении величины самораз-

мыва русла и наибольшей ширины зоны блуждания. Среднюю бытовую глубину русла при саморазмыве $\bar{H}_{сам}$ и коэффициент саморазмыва $p_{сам}$ определяют по формулам:

$$\bar{H}_{сам} = \left(\frac{Q_{p\%}}{B \cdot 4,7 d^{0,28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}; \quad (3.11)$$

$$p_{сам} = \frac{\bar{H}_{сам}}{H_{быт}}, \quad (3.12)$$

где $Q_{p\%}$ – расчетный расход заданной вероятности превышения, м³/с, B – ширина блуждающего русла по створу перехода, м; d , x , β – расчетные параметры; $H_{быт}$ – средняя глубина русла при УВВ _{$p\%$} , вычисленная по живому сечению, снятому во время изысканий, м.

Истинная величина коэффициента общего размыва $p_{ист}$, нормируемая СНиПом, будет

$$p_{ист} = \frac{p}{p_{сам}}, \quad (3.13)$$

где p – коэффициент общего размыва

Максимальные глубины h_{max} могут образоваться при спаде паводка на любой вертикали створа перехода, не зависят от Q_{max} и связаны с увеличением местного элементарного расхода вследствие сжатия потока крупными грядами наносов. Так как эту связь в явном виде для блуждающего русла установить невозможно, то величины h_{max} рассматривают как случайные и строят натурную зависимость $h_{max}=f(p_s)$ по измерениям за ряд лет. Если для створа перехода нет данных для построения этой зависимости, то величину h_{max} принимают по аналогии со створами, где производились промеры русла на спаде паводка.

Процесс блуждания русел, сложенных крупным аллювием, имеет некоторые особенности. В отличие от русел, сложенных мелкозернистым материалом, галечниковые русла более устойчивы и скорости перемещения осередков меньше.

При уклонах и глубинах менее критических водная поверхность паводочного потока в галечно-валунных блуждающих руслах бурная с резкими местными перекосами, в этих условиях величину h_{max} определяют по приближенной формуле

$$h_{max} \approx 0,8 \cdot \frac{d_{max}^{0,75}}{i^{0,38}}, \quad (3.14)$$

где d_{max} – максимальный диаметр камней, передвигаемых потоком, м; i – продольный уклон русла на участке определения глубины.

Максимальная ширина зоны блуждания на данном участке реки может быть приближенно определена по формуле В. В. Ромашина

$$B_{зоны} = 14,5 \cdot \frac{\bar{Q}^{0,50}}{i^{0,33}}, \quad (3.15)$$

где $B_{зоны}$ – максимальная ширина зоны блуждания, м; \bar{Q} – средний паводочный расход, м³/с; i – продольный уклон на участке реки.

3.5. Нарушения руслового процесса инженерными сооружениями

Течение руслового процесса нарушается воздействием гидротехнических сооружений (ГЭС, водозаборов, обвалований пойм и др.), возводимых на реках для различных хозяйственных целей. Расчет этого воздействия входит в обязанности организаций, проектирующих гидротехнические сооружения; поэтому при расположении мостовых переходов вблизи существующих или проектируемых сооружений все сведения об изменении бытовых русловых условий получают в соответствующих организациях.

Характеристика явлений, которые придется учитывать проектировщикам мостовых переходов, приводится ниже.

Наибольшее влияние на русловой процесс оказывают плотины ГЭС. Для верхнего бьефа водохранилища характерны следующие явления:

- в зоне выклинивания подпора вследствие уменьшения скоростей течения в русле откладываются наносы, и однорукавное русло расплывается и превращается в многорукав-

ное. Такие же русла образуются на устьевых участках притоков, впадающих в зоне выклинивания подпора;

- если притоки, впадающие на протяжении зоны выклинивания подпора, несли в бытовом состоянии много наносов, задержанных подпором в устьевых участках, то в основной реке вместо распластывания может произойти углубление русла вследствие нарушения баланса наносов;

- в зоне выклинивания подпора может наблюдаться более частое, чем в бытовых условиях, затопление пойм, что приведет к образованию или усилению работы пойменных протоков;

- в зоне чаши водохранилища, включая подпертые (НПУ) участки притоков, происходит отложение взвешенные наносов, а также остановка сползающих гряд донных наносов. Следует учитывать, что отложенные в устьях притоков наносы во время прохождения паводков в условиях сработки водохранилища могут размываться, а затем вновь накапливаться с наполнением водохранилища;

- на реках, несущих много наносов, чаша водохранилища может быть в короткие сроки заполнена отложениями наносов. При этом в зоне выклинивания подпора произойдет резкое повышение дна и уровней воды, что повлияет на назначение высоты пойменной насыпи и подмостового габарита, если мостовой переход будет расположен в этой зоне;

- ветровые волны разрушают берега водохранилища, причем смещение береговой линии достигает десятков метров в год. Переформирование берегов происходит до тех пор, пока не образуется прибрежная отмель, уклон которой будет достаточно пологим для полного разрушения набегающих волн.

Для нижнего бьефа водохранилища характерны следующие явления:

- происходят деформации русла непосредственно за выходной кромкой рисбермы в виде глубоких воронкообразных размывов, возникающих вследствие повышенных скоростей;

- регулирование водного стока водохранилищем и задержка руслоформирующих наносов, которые перестают поступать в нижний бьеф, вызывают понижение дна русла на протяжении десятков и даже сотен километров. Протяженность этих деформаций зависит от наличия и мощности притоков, восполняющих дефицит донных наносов ниже плотин. В нижних бьефах крупных гидроузлов главное русло обычно углубляется, и вследствие уменьшения затопления пойм отмирают пойменные протоки.

Изъятие из реки больших объемов стока на орошение замедляет русловой процесс и может изменить тип его. Так, например, уменьшение водной части стока в блуждающем русле может вызвать остановку движения гряд – осередков, закрепление их растительностью, исчезновение рукавов и привести к меандрированию главного русла; возможно также постепенное повышение дна реки ниже водозабора, что необходимо учитывать при расчете УВВ_р%. Разработка гравийных карьеров в русле реки на перекатах может разрушить местные базы эрозии и привести к изменению хода руслового процесса, в частности, к обмелению вышележащих участков русла и к понижению дна на нижележащих участках.

Влияние на ход руслового процесса оказывает обвалование части пойм, занимаемых под промышленные объекты. Такое обвалование в большей степени сказывается при незавершенном меандрировании и пойменной многорукавности, так как эти типы руслового процесса связаны с частым затоплением пойм. Выключение части поймы, активно работающей в паводки, приводит к концентрации расхода воды на необвалованной части, что ускоряет образование спрямляющих протоков и деформацию вогнутых берегов главного русла.

Спрявление меандрирующих русел на большом протяжении (связанное часто с обвалованием пойм) вначале приводит к смене типа руслового процесса, так как по спрямленному руслу начинают двигаться ленточные гряды наносов или побочни. Если берега спрямленного русла не укреплены, то с течением времени русло снова начнет меандрировать, так как в данных условиях жидкой и твердой фаз стока этот тип соответствует динамическому равновесию русла.

Сооружения мостовых переходов могут также вызвать локальные деформации русла или приостановить развитие макроформы.

Можно выделить три типичных случая локальных нарушений руслового процесса, которые наблюдаются на эксплуатируемых мостовых переходах при их реконструкции.

Первые два случая относятся к меандрирующим руслам, а третий может относиться также ко всем остальным типам русел, кроме блуждающего осередкового.

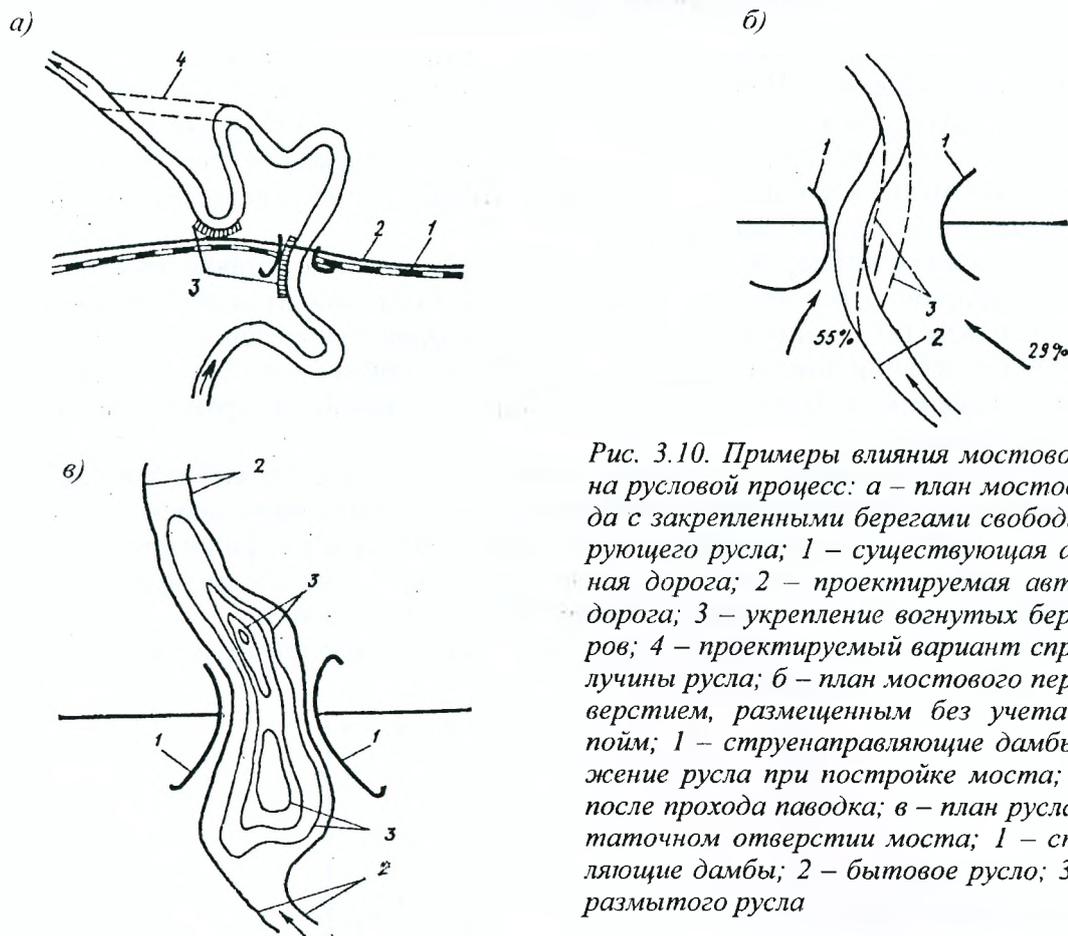


Рис. 3.10. Примеры влияния мостового перехода на русловой процесс: а – план мостового перехода с закрепленными берегами свободно меандрирующего русла; 1 – существующая автомобильная дорога; 2 – проектируемая автомобильная дорога; 3 – укрепление вогнутых берегов меандров; 4 – проектируемый вариант спрямления излучины русла; б – план мостового перехода с отверстием, размещенным без учета мощности пойм; 1 – струенаправляющие дамбы; 2 – положение русла при постройке моста; 3 – то же после прохода паводка; в – план русла при недостаточном отверстии моста; 1 – струенаправляющие дамбы; 2 – бытовое русло; 3 – изобаты размыва русла

На рис. 3.10,а представлена схема существующего и проектируемого под вторую параллельную автомобильную дорогу мостовых переходов через свободно меандрирующую реку. Одна излучина русла в своем развитии прижалась к левобережной струенаправляющей дамбе, сохранность которой была обеспечена укреплением левого берега. Вторая излучина с нижней стороны подошла настолько близко к полотну дороги, что при проектировании параллельной дороги предусмотрено укрепление левого берега и рассмотрен вариант спрямления русла. Таким образом, на участке мостового перехода произошли необратимые изменения естественного хода руслового процесса – остановлено развитие двух излучин, что влияет на скорость развития смежных излучин.

На рис. 3.10,б показана схема мостового перехода с неправильно размещенным отверстием моста, развитым в сторону правой, меньшей поймы, пропускающей 29% расчетного расхода. При постройке моста пологая излучина русла была расположена у левобережной струенаправляющей дамбы, которая должна была обеспечить слив в отверстие моста вод левой поймы, пропускающей 55% расчетного расхода. В паводок, близкий к расчетному, мощный поток левой поймы отодвинул русло к середине отверстия моста. Происшедшее выправление русла потоком левой поймы нельзя считать положительным результатом работы струенаправляющей дамбы, поскольку смещение русла сопровождалось сильным размывом, глубина которого не была предусмотрена при фундировании опор моста. Происшедшая деформация русла является обратимой, так как при низких паводках ход естественного процесса не будет нарушаться и русло может вернуться в первоначальное положение.

Когда мост имеет отверстие, недостаточное для пропуска расчетного расхода, русло на участке перехода сильно размывается и по ширине занимает все отверстие; при этом обычно образуются две ямы размыва – перед мостом и несколько ниже его, как это изображено на рис. 3.10,в. Эта деформация русла необратима, но она не изменяет течение руслового процесса выше и ниже перехода.

4. РАСЧЕТ УРОВНЕЙ У МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА

4.1. Определение подпора перед мостом

Определение подпора перед мостом является одной из задач, решаемых при проектировании мостового перехода. Подпор необходимо знать для назначения наименьшей отметки бровки полотна подходов к мосту и выявления подтопления угодий и населенных пунктов выше мостового перехода, для расчета общего размыва под мостом с учетом гидрографа паводка, расчета пойменных мостов в общем разливе. Подпором определяется местный размыв в головных частях струенаправляющих дамб.

В соответствии с подпором, образующимся перед мостом, устанавливается распределение воды по ширине отверстия, а от распределения воды зависит величина размыва дна в разных частях отверстия. Таким образом, расчеты подпоров и размывов взаимно связаны.

Условия протекания потока, включающего русло и поймы, в районе мостового перехода характеризуются изменением глубин, скоростей и направлением струй по сравнению с их бытовыми значениями.

Протекание потока через подмостовое сечение, которое составляет одну-две ширины русла, сопровождается искривлением струй, которое начинается выше перехода и заканчивается ниже его. Характер направления течения зависит от ряда морфологических факторов, расположения трассы перехода относительно направления течения, размеров и очертания регулирующих сооружений (струенаправляющих дамб и траверсов).

При надлежащем регулировании струи под мостом параллельны между собой и нормальны оси мостового перехода (рис. 4.1).

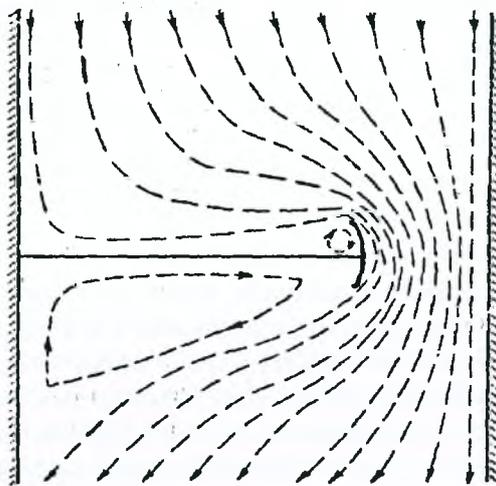


Рис. 4.1. Направление струй на мостовом переходе с односторонней поймой

Перед мостом в прямолинейной части потока на водной поверхности образуется впадина, которая объясняется более высокими скоростями этой части потока сравнительно с частью потока, сливающегося под мост с поймы. Ниже мостового перехода наблюдается растекание части потока от моста.

В профиле водной поверхности вдоль прямолинейной части потока на участке, где сказывается влияние мостового перехода, различаются следующие характерные участки (рис.4.2)

Выше моста от сечения, где начинает влиять мостовой переход, наблюдается кривая подпора, в пределах которой уровни повышаются, а уклоны и скорости снижаются по сравнению с бытовыми. В некотором сечении разность подпертой и бытовой глубин достигает наибольшей величины и называется подпором перед мостом.

Далее вниз по течению свободная поверхность потока характеризуется кривой спада, в пределах которой уклоны и скорости возрастают по сравнению с бытовыми, а глубины постепенно снижаются. Непосредственно под мостом уровень мало отличается от бытового, и глубины под мостом отличаются от бытовых на сотые или тысячные доли последних. Далее вниз по течению бытовые глубины восстанавливаются.

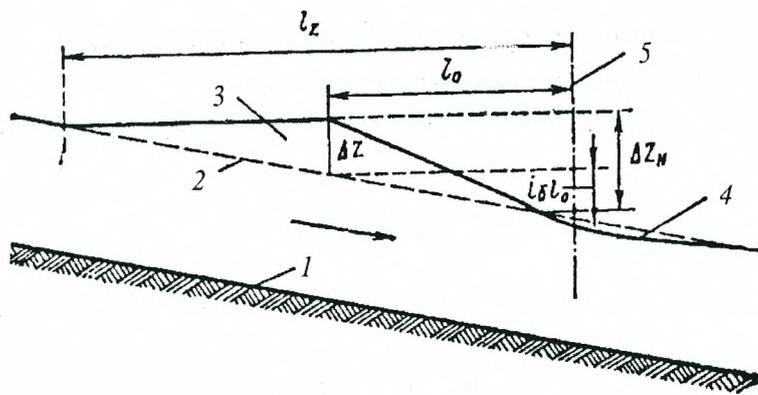


Рис. 4.2. Продольный профиль поверхности вдоль прямолинейной струи: 1 – дно русла; 2 – бытовая водная поверхность; 3 – зона подпора; 4 – зона понижения уровня; 5 – ось мостового перехода

Расчет подпора состоит: а) из определения величины наибольшего подпора перед мостом Δz , называемого предмостовым подпором, и расстояний l и l_z вверх по течению от моста до сечений, где образуется предмостовой подпор; б) из определения величины максимального подпора Δz_M у верховой стороны подходной насыпи, располагающегося недалеко от границы разлива потока

$$\Delta z = \kappa \frac{v_M^2 - v_{0M}^2}{2g}, \quad (4.1)$$

где κ – коэффициент, определяемый по зависимости

$$\kappa = 1 + \left(\frac{v_{нест}}{v_{0M}} \right)^2 \frac{a}{\sqrt{\frac{Fr}{i_0}}}, \quad (4.2)$$

где V_M – средняя скорость течения в живом сечении стесненного потока под мостом, м/сек; V_{0M} – средняя скорость при отсутствии стеснения потока в части живого сечения, перекрываемой отверстием моста; g – ускорение силы тяжести, м/с²; Fr / i_0 – безразмерный параметр нестесненного потока, м/с; $v_{нест}$ – средняя скорость по всему живому сечению нестеснённого потока, м/с;

$$Fr = \frac{v_0^2}{gL_{разл}}, \quad (4.3)$$

где $L_{разл}$ – расчетная ширина разлива при одностороннем стеснении потока подходом, принимается равной полной ширине разлива, а при двустороннем стеснении – половине полной ширины разлива, м; i_0 – продольный уклон водной поверхности нестеснённого потока; a – коэффициент, принимаемый по табл. 4.1 в зависимости от степени стеснения потока Q/Q_M ; Q – общий расход водного потока; Q_M – расход, проходящий при отсутствии стеснения через часть живого сечения, перекрываемую отверстием моста.

Значения коэффициента a стеснения потока

Таблица 4.1

Fr/i_0	Q/Q_M					
	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
	a					
0.05	1.14	1.21	1.36	1.51	1.66	2.28
0.10	1.07	1.12	1.24	1.39	1.54	2.00
0.15	1.02	1.05	1.13	1.28	1.42	1.72
0.20	0.98	1.01	1.08	1.19	1.30	1.48
0.25	0.94	0.97	1.04	1.11	1.18	1.26
0.30	0.90	0.92	0.97	1.03	1.09	1.08
0.40	0.81	0.82	0.86	0.88	0.90	0.83
0.50	0.73	0.74	0.74	0.73	0.72	0.51

В случаях когда величины Q/Q_M и Fr/i_6 лежат за пределами, указанными в табл. 4.1, коэффициент a принимают равным крайним его значениям.

Расстояние от моста до вертикали (в м), где устанавливается предмостовой подпор, определяют по формуле

$$l_0 = a \cdot L_{разл} \cdot \sqrt{\frac{Fr}{i_6}}. \quad (4.4)$$

Расстояние от моста до сечения (в м), за которым подпор уменьшается, находят по формуле

$$l_z = L_{разл} \left(a \cdot \sqrt{\frac{Fr}{i_6}} + \frac{Fr}{i_6} \right). \quad (4.5)$$

Для выявления объектов, которые могут быть подтоплены в результате подпора перед мостом, необходимо определить длину распространения подпора. Приблизительно эта длина L_z , считая от оси перехода, может быть определена, принимая параболическое очертание кривой подпора, по формуле

$$L_z = \frac{2\Delta z}{i_6} + L_{разл} \left(a \cdot \sqrt{\frac{Fr}{i_6}} + \frac{Fr}{i_6} \right). \quad (4.6)$$

Максимальный подпор у подходной насыпи определяют по формуле

$$\Delta z_H = \Delta z + i_6 \cdot l_0 + \frac{v_{несст}^2}{g}. \quad (4.7)$$

Так как $v_{несст}^2/g$ величина обычно небольшая, правым членом в формуле (4.7) можно пренебречь, и тогда получаем формулу

$$\Delta z_H = i_6 \cdot l_0 + \Delta z, \quad (4.8)$$

где i_6 – бытовой уклон потока; l_0 – расстояние от моста до створа предмостового подпора.

Таким образом, отметка водной поверхности в конце разлива превышает уровень под мостом (близкий к бытовому) на величину $\Delta z + i_6 \cdot l_0$.

Для l_0 различные авторы дают различные формулы. А. М. Латышенков принимает, что $l_0 = (2,0+2,5) l_M$, а И. С. Ротенбург приводит формулу

$$l_0 = a \cdot l_{разл} \sqrt{\frac{Fr}{i_6}}. \quad (4.9)$$

Последняя формула учитывает основные факторы, определяющие значение l_0 , и теоретически обоснована.

Если подход к мосту имеет угол α_k вниз по течению на протяжении участка B в пределах ширины разлива, формула (4.7) получает вид

$$\Delta z_H = \Delta z + i_6 \cdot (l_0 + B \cdot \operatorname{tg} \alpha_k) + \frac{v_{несст}^2}{g}. \quad (4.10)$$

Профиль водной поверхности с верховой стороны насыпи (рис. 4.3) можно разделить на два участка.

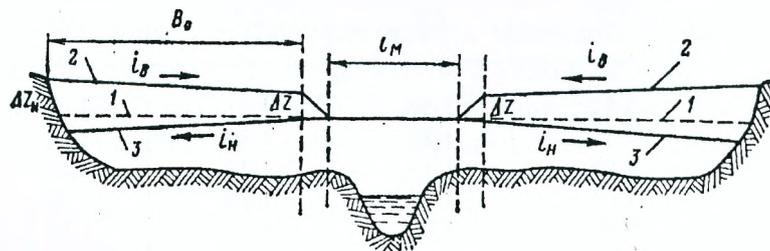


Рис. 4.3. Поперечный профиль водной поверхности на мостовом переходе: 1 – бытовая водная поверхность; 2 – водная поверхность с верховой стороны насыпи; 3 – то же, с низовой стороны

Первый из них от границы разлива до головной части верховой струенаправляющей дамбы или до начала конуса B_0 характеризуется сравнительно небольшим уклоном. В пределах этого участка уровень снижается от величины Δz_H до Δz , т. е. на величину $i_0 l_0$. Второй участок перехода характеризуется большим уклоном. На этом коротком участке уровень снижается примерно на величину Δz .

Приближенно можно принимать уклон водной поверхности с верховой стороны насыпи i_0 по формуле

$$i_0 = \psi \cdot i_0', \quad (4.11)$$

где ψ – коэффициент, определяемый по приведенным ниже данным в зависимости от отношения средней глубины на пойме H_{II} к той же глубине с учетом подпора ($H_{II} + \Delta z$) (табл. 4.2).

Значения коэффициента ψ

Таблица 4.2

$\frac{H_{II}}{H_{II} + \Delta z}$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
ψ	0,50	0,35	0,24	0,15	0,09

Так как $i_0' = \frac{i_0' \cdot l_0}{B_0} = \psi \cdot i_0'$ то, следовательно, в формуле (4.11) принято, что $\psi = l_0/B_0$. Более точно i_0 можно определять с учетом формулы (4.4), зная i_0' , l_0 и B_0 .

Вследствие растекания потока уклон вдоль низового откоса насыпи подхода направлен от моста к границам разлива (рис. 4.3). Уклон i_n невелик, и с некоторым запасом в величине напора (разности между отметками уровней с верховой и низовой сторон насыпи) может приниматься равным

$$i_n = 0,5 i_0'. \quad (4.12)$$

Более детальный анализ уровня вдоль низового откоса насыпи показывает, что уклон от моста в обе стороны наблюдается на коротких участках вдоль насыпи. На остальном протяжении подхода уровень можно считать близким к горизонтальному с понижением по сравнению с уровнем под мостом на величину δ_n (в м)

$$\delta_n = H_{бн} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2l_{разл}}{l_{разл} - l_m} \left(\frac{H_{нест}}{H_{бн}} \right)^2 \left(\frac{l_{разл} H_{нест}}{l_m H_{бн}} - 1 \right) \frac{v_{нест}^2}{g H_{нест}}} \right], \quad (4.13)$$

где $H_{бн}$ – средняя глубина в части живого сечения нестесненного потока, перекрываемой насыпью подхода, м; $H_{нест}$ – средняя глубина всего живого сечения нестесненного потока, м; $H_{бм}$ – средняя глубина в части живого сечения, перекрываемой отверстием моста, м.

Перепад уровней водной поверхности с верховой и низовой сторон подходной насыпи (в м) находят как

$$\Delta z = \Delta z_H + \delta_n. \quad (4.14)$$

Поверхность воды вдоль подходной насыпи при устройстве у моста струенаправляющей дамбы приближенно принимается горизонтальной; с верховой стороны насыпи отметка свободной поверхности выше бытовой на величину максимального подпора Δz_H , с низовой стороны – ниже на величину δ_n .

Если струенаправляющей дамбы у моста не устраивают, для приближенного определения отметок поверхности воды вдоль верховой стороны насыпи принимают, что на $3/4$ длины подходной насыпи (считая от границы разлива) спад подпертой водной поверхности равен величине v_0^2/g , а на $1/4$ длины насыпи, примыкающей к устью, спад равен $\Delta z_H - v_0^2/g$.

На переходах через реки с двумя резко неравными поймами и разной длиной подходов к мосту (рис. 4.4) поток делят на левую и правую части и по формулам (4.7) и (4.13) находят подпор и понижение водной поверхности для каждой из них

$$\Delta h_n = \Delta h_0 + x_0 \cdot i_0' + \frac{v_0^2}{g}. \quad (4.15)$$

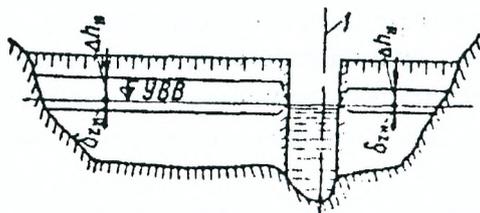


Рис. 4.4. Подпор и понижение водной поверхности в случае неравного двустороннего стеснения потока подходными насыпями: 1 – граница раздела потока на части

Понижение уровня водной поверхности за насыпью подхода по сравнению с уровнем нестесненного потока определяют по формуле

$$\delta z_n = h_{бн} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2L_{разл}}{L_{разл} - l_m} \left(\frac{h_б}{h_{бн}} \right)^2 \left(\frac{L_{разл} h_б}{l_m h_{бн}} - 1 \right) \frac{v_б^2}{gh_б}} \right], \quad (4.16)$$

где $h_{бн}$ – средняя глубина воды в части живого сечения нестеснённого потока, перекрываемой насыпью подхода, м; l_m – отверстие моста, м; $h_б$ – средняя глубина всего живого сечения нестесненного потока, м, $h_{бм}$ – средняя глубина воды в бытовых условиях на части живого сечения, перекрываемой мостом, м.

Границу раздела потока на части устанавливают из условия равенства предмостового подпора обеих частей.

При определении расстояния от моста до сечения, за которым подпор начинает уменьшаться, в случае неравных пойм в формулы (4.5) и (4.3) подставляют величины для более широкой части потока.

При двух параллельных переходах подпор перед верховым переходом получается больше, чем у одиночного перехода на величину

$$\delta h = S_d \cdot i_б \left[\left(\frac{Q}{Q_m} \right)^2 - 1 \right] C_m, \quad (4.17)$$

где S_d – расстояние вдоль по течению между осями переходов, м (рис. 4.5); C_m – коэффициент, определяемый по формуле

$$C_m = \frac{70 h_{бм}}{S_d} \cdot \frac{\eta - \frac{S_d}{h_{бм}}}{\eta - 70}, \quad (4.18)$$

где η зависит от Q/Q_m (табл. 4.3).

Значения коэффициента η

Таблица 4.3

$Q/Q_m \dots$	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$\eta \dots$	250	400	700	1000	1300	1900

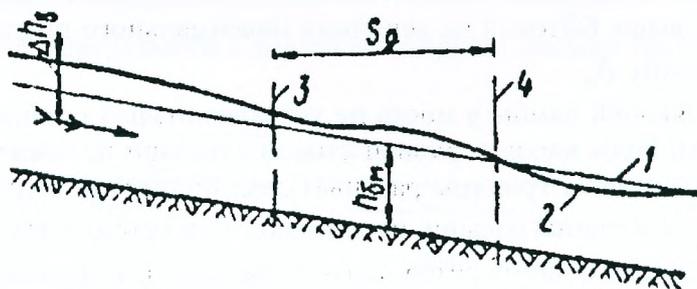


Рис. 4.5. Продольные профили водной поверхности: 1 – бытовой; 2 – при устройстве двух параллельных мостовых переходов; 3 и 4 – оси переходов

Понижение водной поверхности за подходной насыпью мостового перехода, располо-

женного ниже по течению, определяют по формуле (4.13) как для одиночного перехода. Уровень с низовой стороны подходной насыпи для перехода, расположенного выше по течению, принимают равным уровню нестесненного потока.

Косое пересечение пойменного потока подходной насыпью, направленной вверх по течению (рис. 4.6), влияет на подпор, если косина значительна. При расчете подпора косину учитывают, когда расстояние $S_{ов}$ вверх от моста до выхода насыпи за пределы разлива превышает l_0 . В этом случае коэффициент в формуле (4.2) определяется как

$$k = 1 + \frac{g \cdot S_{ов} \cdot i_0}{v_{0м}^2} \quad (4.19)$$

Если $S_{ов} > l_0$, считают, что сечение предмостового подпора, совпадает с сечением, проходящим через точку выхода подходной насыпи за пределы разлива реки, и максимальный подпор у насыпи принимают равным предмостовому подпору.

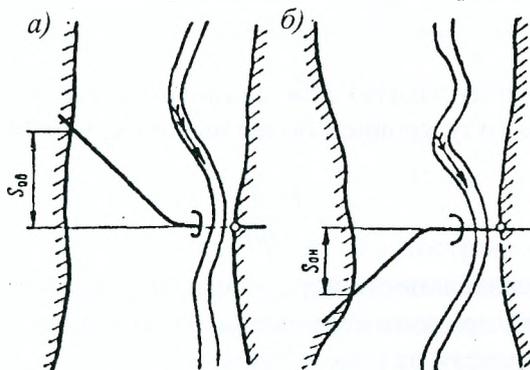


Рис. 4.6. Планы косого пересечения потока подходными насыпями: а – с отклонением насыпи вверх по течению; б – то же, вниз по течению

Косое пересечение потока подходной насыпью, направленной вниз, на предмостовой подпор не влияет. Максимальный же подпор у подходной насыпи в этом случае определяют по формуле

$$\Delta h_n = \Delta h_в + (x_0 + S_{он}) \cdot i_0 + \frac{v_0^2}{g}, \quad (4.20)$$

где $S_{он}$ – расстояние вниз по течению от створа моста до выхода насыпи за пределы разлива реки (рис. 4.6).

4.2. Определение расчетного судоходного уровня

При проектировании мостовых переходов через судоходные и сплавные реки необходимо учитывать подмостовые габариты, требующиеся для пропуска судов. Наивысший уровень воды, при котором проектируемый мост должен беспрепятственно пропускать суда, называется расчетным судоходным уровнем (РСУ). Определение этого уровня производится согласно «Нормам проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основным требованиям к расположению мостов» (НСП 103-84). Расчеты выполняют раздельно для нешлюзованных и шлюзованных рек.

Для определения расчетного судоходного уровня нешлюзованных рек предварительно определяют класс реки. Измеренные на водомерном посту годовые максимальные уровни воды паводков располагают в ряд в убывающем порядке, причем каждому уровню присваивают свой порядковый номер и указывают соответствующий календарный год. Затем определяют порядковый номер расчетного паводка в убывающем ряду годовых максимальных уровней реки по формуле

$$m = \frac{p(n+1)}{100}, \quad (4.21)$$

где p – вероятность превышения максимального уровня в расчетном году; величину p берут по НСП 103–84 (см. табл. 4.4) в зависимости от класса реки; n – число годовых максимальных уровней.

Определив m , узнают календарный год, соответствующий этому порядковому номеру. Найденный таким образом год считают расчетным и для него находят фактическую продолжительность навигации T_0 в сутках. Величину T_0 определяют на основании отчетных данных судоходства, а в тех случаях, когда они отсутствуют, принимают равной периоду между пиком весеннего паводка и началом осеннего ледостава.

К определению расчетного судоходного уровня

Таблица 4.4.

Классы рек	I	II	III	IV	V	VI	VII
$p, \%$	2	3	4	5	5	4	4
$K, \%$	5	6	6	5	3	2	2

Затем устанавливают допустимую для данного класса реки продолжительность T (в сутках) стояния в расчетном году уровней более высоких, чем РСУ. Величину T определяют по формуле

$$T = \frac{K \cdot T_0}{100}, \quad (4.22)$$

где K – допускаемая продолжительность нерабочего (несудоходного) периода во время навигации в процентах от общей продолжительности навигации в расчетном году; величину K находят по табл. 4.4 в зависимости от класса реки.

На уровненом графике расчетного года (рис. 4.7) производится срезка пика паводка до такого уровня, выше которого уровни воды в реке наблюдались только в течение T суток. Полученный уровень принимают за расчетный судоходный РСУ.

На рис. 4.7 для большей наглядности показан также уровеньный график, соответствующий паводку с расчетным уровнем высоких вод РУВВ. Уровень РУВВ выше уровня высоких вод расчетного года УВВ_{р.г.}, а тем более – расчетного судоходного уровня РСУ.

Из табл. 4.4 видно, что для рек высоких классов (I-IV) величина K имеет сравнительно большое и практически постоянное значение, равное 5 или 6%. Для рек V класса она снижается до 3%, а для рек VI и VII классов – до 2%. Таким образом, для малых рек рекомендуются меньшие значения K , чем для крупных. Это положение можно объяснить следующим образом. Для рек, находящихся в одном и том же географическом районе, продолжительность навигации T_0 – величина практически постоянная, поэтому продолжительность периода времени T , определяемая по формуле (4.22), зависит только от величины K .

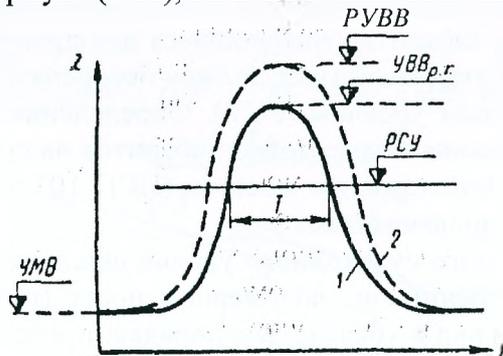


Рис. 4.7. Схема определения судоходного расчетного уровня: 1 – уровеньный график расчетного года; 2 – уровеньный график, соответствующий паводку с РУВВ; РУВВ – расчетный уровень высоких вод; УВВ_{р.г.} – уровень высоких вод расчетного года; РСУ – судоходный расчетный уровень; УМВ – уровень меженных вод

На малых реках общая продолжительность паводка является сравнительно небольшой.

в результате чего расстояние между ветвями подъема и спада уровня графика невелико. Если для этих рек принять большое значение K и подсчитать по формуле (4.22) величину T , то соответствующий ей расчетный судоходный уровень РСУ (рис. 4.7) будет очень низким (он может оказаться даже ниже уровня меженных вод УМВ). По этой причине для малых рек принимают меньшие значения K , чем для крупных.

При недостаточной длине ряда наблюдений и наличии пропусков в наблюдениях особо высоких паводков необходимо производить удлинение и восстановление рядов ежегодных максимумов уровней по кривым связи с близлежащими водопостами, а также использовать данные опросов старожилов и другие источники.

При наличии наблюдений только за один сезон изысканий по существующим методам расчета определяют максимальный расход расчетной ВП, предусмотренной табл. 4.5 для требуемого класса реки. По вычисленной величине расхода морфометрически устанавливают уровень воды заданной повторяемости. По графику колебаний уровней воды, построенному по наблюдениям в один наволочный сезон, производится построение приближенной модели расчетного паводка путем пересчета ординат имеющегося графика на коэффициент

$$k_n = \frac{H_{p\%}}{H_{набл}}, \quad (4.23)$$

где $H_{p\%}$ – максимальный уровень воды требуемой ВП; $H_{набл}$ – максимальный уровень воды, наблюденный в период изысканий.

При наличии ряда наблюдений менее 15 лет для построения модели производится выбор наиболее характерного для данной реки графика колебаний уровней. Оценка фактической продолжительности навигации может производиться по любому количеству лет наблюдений. При отсутствии наблюдений на исследуемой реке к этому анализу могут быть привлечены данные аналогов соседних рек, а также данные опроса населения.

К расчету ВП при наличии наблюдений только за один год

Таблица 4.5

Классы рек	Шлюзованные реки	
	P, %	к
I	2	5
II	3	6
III	4	6
IV	5	7
V	5	7
VI	6	6
VII	6	6

Если судоходство на шлюзованной реке осуществляется через разборчатые плотины, то расчетный судоходный уровень определяется как для нешлюзованной реки. При пропуске паводка через постоянные плотины при отметках нормального подпорного уровня расчетный судоходный уровень принимают равным уровню воды при паводке обеспеченностью $p\%$, соответствующей классу реки согласно табл. 4.5 для шлюзованных рек. Вычисленная отметка расчетного судоходного уровня должна быть не менее чем на 0,5 м выше нормального подпорного уровня (НПУ).

При пропуске паводка через плотину при отметках ниже НПУ метод определения расчетного судоходного уровня зависит от положения моста относительно длины выклинивания подпора, создаваемого плотиной (рис. 4.8). Если мост расположен в зоне 1, то отметка расчетного судоходного уровня должна быть не менее чем на 0,5 м выше отметки НПУ водохранилища с учетом кривой подпора.

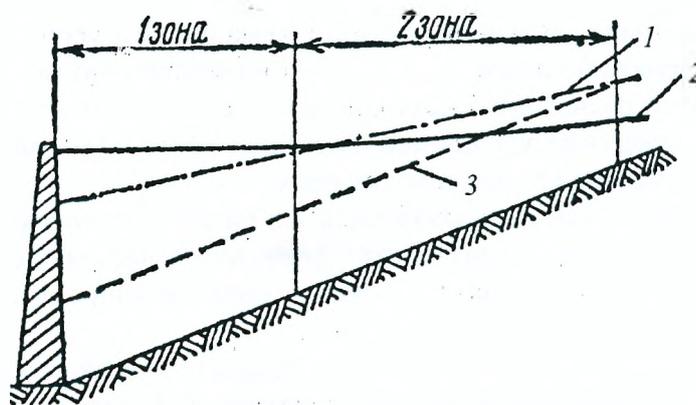


Рис. 4.8. Схема к определению расчетного судоходного уровня: 1 – уровень пропуска паводка через водосливные плотины; 2 – нормальный подпертый уровень; 3 – уровень паводка до постройки плотины

При расположении моста в зоне 2 необходимо по данным наблюдений или материалам водохозяйственных расчетов из проекта плотины определить уровень воды при пропуске паводка обеспеченностью, требуемой для данного класса реки согласно табл. 4.5 для шлюзованных рек.

Вычисленный уровень определяет расчетный год, по наблюдениям которого производится построение расчетного графика колебаний уровней и определение продолжительности навигации.

Допустимая продолжительность стояния уровней более высоких, чем расчетный судоходный уровень, определяется по формуле (4.22).

По расчетному графику колебаний уровней устанавливают уровень, которому соответствует допустимая продолжительность стояния высоких паводковых уровней. Этот уровень увеличивается на величину запаса 0,5 м. Его принимают за расчетный судоходный уровень, если его отметка больше, чем отметка нормального подпорного уровня с учетом кривой подпора.

В противном случае за расчетный судоходный уровень принимают отметку нормального подпорного уровня с учетом кривой подпора и запаса 0,5 м.

4.3. Расчеты уровней ледохода

При проектировании мостового перехода должен быть изучен ледовый режим реки, и все особенности этого режима должны быть учтены в проекте.

Основными характеристиками ледового режима являются: толщина ледяного покрова; уровень ледостава, подвижки льда и ледоходов; размеры льдин при ледоходах; места образования в районе перехода заторов и зажоров льда; места образования наледей; величины усилий, возникающих при воздействиях ледяного покрова на опоры мостов, откосы насыпей, дамб и берегов; минимальные величины пролетов, обеспечивающие беззаторный пропуск льда под мостом.

Для проектирования мостовых переходов требуется определить следующие уровни ледового режима: появления ледовых образований; начала осеннего ледохода; ледостава; первой подвижки льда; ледохода; очищения реки ото льда.

По каждому из названных уровней должны быть получены наивысшие и наименьшие отметки и отметки самого раннего и самого позднего появления льда за период наблюдений. Определение характерных уровней ледохода производят путем выборки требуемых уровней из материалов многолетних наблюдений по близлежащему водпосту с последующим переносом по кривым связи уровней на створ перехода.

Такой способ приводит к тому, что принимаемые к расчету уровни ледохода отражают только тот период времени, в течение которого производились наблюдения. В результате переходы, относящиеся к одной категории по нормам, проектируются с использованием неодинаковой информации, что приводит к различным конструктивным решениям опор мостов, находящихся в одних гидрологических условиях. Эти обстоятельства определяют необходимость веро-

ятностной оценки принимаемых к проектированию расчетных уровней ледохода.

Графическое построение кривой вероятностей по заданным эмпирическим точкам не представляет затруднений. Однако наряду с этим представляют интерес попытки нахождения аналитических методов экстраполяции. Поэтому могут быть использованы усеченные кривые нормального распределения.

При пользовании этими кривыми в отдельных случаях возникает необходимость изменения принятой точки усечения в зависимости от характера эмпирической кривой. Смещение точки усечения может происходить в диапазоне вероятностей от 20 до 70%.

В качестве норм вероятностей для максимальных уровней ледохода могут быть применимы нормы, рекомендуемые строительными нормами для расчетных уровней. Для минимальных уровней ледохода должно быть также установлено расчетное значение вероятности превышения в зависимости от того, для какой цели предназначен этот уровень. Для мостовых переходов может быть рекомендовано значение вероятности, равное, например, 90%, для паромных переправ – 50%. В качестве расчетных для вычисления максимальных и минимальных уровней должны быть использованы кривые распределения наибольших годовых максимумов. Определение минимальных уровней производится путем экстраполяции нижней части этих кривых.

При определении расчетных уровней высокого ледохода следует иметь в виду, что они не могут быть выше уровня высокой воды в период половодья при одинаковой обеспеченности. Случаи превышения этого уровня указывают на формальность принятой кривой вероятностей в верхнем пределе или на неоднородность выборочного ряда уровней ледохода, в которые могли попасть заторные уровни.

При отсутствии многолетних наблюдений за уровнями ледохода в неизученных районах находят применение региональные эмпирические соотношения между характерными горизонтами.

4.4. Определение меженных и рабочих уровней воды

Для составления проекта мостового перехода и для организации работ по его сооружению необходимо установить отметки меженных и рабочих уровней воды, а также определить продолжительность их стояния.

Продолжительность стояния того или иного уровня представляет собой среднее многолетнее количество дней в году, когда наблюдается уровень не выше данного. Эта продолжительность определяется следующим образом.

Для каждого года подсчитывают количество дней, когда уровень был не выше данной отметки. Эти дни суммируют за весь многолетний период, после чего определяют средние многолетние значения числа дней с уровнями, не превышающими данной отметки. На основании полученных результатов расчета строят график продолжительности стояния уровней $z=f(t)$ (рис. 4.9), где r – отметка уровня, м, а t – продолжительность стояния уровня, сут. Этот график позволяет определять продолжительность стояния любых уровней, в том числе меженных и рабочих.

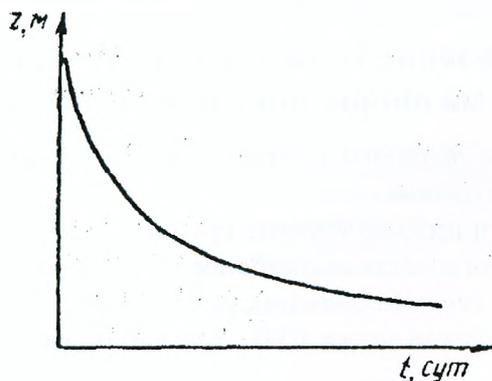


Рис. 4.9. График продолжительности стояния уровней

За расчетные меженные уровни принимают наимизшую межень с обеспеченностью уровня на 99% ($z_{н.м.(99\%)}$) и среднюю межень с обеспеченностью уровня на 50% ($z_{с.м.(50\%)}$). При наличии многолетних наблюдений за уровнями воды для определения отметок ($z_{с.м.(50\%)}$) и ($z_{н.м.(99\%)}$) производится обработка ряда наимизших в году уровней открытой воды z . Эмпирическую обеспеченность каждого члена ряда p подсчитывают по формуле

$$p_p = \frac{m}{n}, \quad (4.24)$$

где m – порядковый номер члена ряда в ранжированном ряду; n – общее число членов ряда (лет наблюдений за режимом реки).

На клетчатке вероятностей строят график зависимости $z=f(p)$ (рис. 4.10), который и позволяет определить значения ($z_{с.м.(50\%)}$) и ($z_{н.м.(99\%)}$)

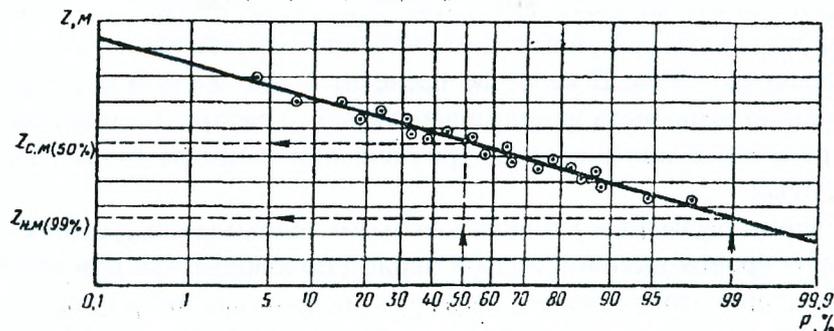


Рис. 4.10. К определению расчетных меженных уровней

В том случае, когда створы водомерного поста и мостового перехода не совпадают, найденные меженные уровни переносят в створ мостового перехода одним из способов, изложенных ранее.

При отсутствии или недостаточности данных наблюдений за уровнями на данной реке величины ($z_{с.м.(50\%)}$) и ($z_{н.м.(99\%)}$) находят по кривой расхода $Q=f(z)$ после предварительного определения меженных (минимальных) расходов.

В качестве рабочего уровня принимают уровень высоких вод с вероятностью превышения 10%. Этот уровень рекомендуется определять для каждого месяца в году.

При наличии данных многолетних наблюдений рабочий уровень устанавливают следующим образом. За все годы наблюдений для каждого месяца выписывают наибольшее значение уровня. Для всех месяцев составляют статистический ряд высоких уровней z . По формуле подсчитывают эмпирическую вероятность превышения каждого члена ряда p . На клетчатке вероятностей строят график зависимости $z=f(p)$ и по нему определяют уровень с вероятностью превышения 10%, который и является рабочим.

В том случае, когда в створе мостового перехода данные о наибольших уровнях воды в каждом месяце отсутствуют, эти уровни переносят из створа ближайшего водомерного поста одним из способов, изложенных ранее. Если водомерных постов нет, то в качестве рабочего уровня принимают уровень высоких вод с вероятностью превышения 10%, который определяют в результате обработки ряда наибольших в году уровней.

4.5. Определение характера ледохода и ледовых нагрузок на опоры мостов и откосы насыпей

По степени воздействия ледяного покрова на сооружения мостового перехода реки СНГ можно разделить на три группы:

первая группа – среднее и нижнее течение крупных рек Сибири и Европейского Севера, на которых воздействие ледяного покрова наиболее интенсивное;

вторая группа – верхнее течение больших рек Сибири, реки Дальнего Востока, верхнее и среднее течение рек Европейской части СНГ, где наблюдается сильное воздействие ледяного покрова;

третья группа – реки юга европейской части СНГ и Средней Азии, на которых ледяной

покров слабый.

При ледоставе наблюдается смерзание льда с опорами и укреплениями откосов подхода и регуляционных сооружений. При колебаниях уровня воды возможна передача сваям через примерзший ледяной покров вертикальных усилий, направленных вверх или вниз.

При ледоходе ледяные поля оказывают динамическое воздействие на опоры мостов, на подходные насыпи, регуляционные сооружения и на береговые откосы. В период ледостава ледяной покров может оказывать статическое давление на конструкции мостового перехода при повышении температуры наружного воздуха.

При подвижках льда движущееся ледяное поле задерживается опорами моста, скорость движения поля падает или даже происходит полная остановка поля. При этом опоры внедряются в ледяное поле.

При полном ледоходе опоры моста играют роль клиньев, внедряющихся в ледяное поле и раскалывающих его на части.

При подвижках льда и ледоходах опоры моста воспринимают значительные горизонтальные усилия от динамического давления льда. На величину динамического давления, действующего на опору, большое влияние оказывает форма передней грани опоры. При большом заострении передней грани давление уменьшается. Давление уменьшается также и при наличии у опоры ледореза – наклонного ребра передней грани.

При вертикальных или слабонаклоненных (при наклоне к вертикали под углом не более 8°) гранях мостовой опоры (рис. 4.11) динамическую горизонтальную нагрузку вдоль оси опоры H в т определяют по формуле

$$H = m \cdot F \cdot R_p \cdot b \cdot h, \quad (4.25)$$

где m – коэффициент формы опоры, принимаемый равным при полукруглом очертании 0,90, при треугольной форме в зависимости от угла заострения опоры в плане – по табл. 4.6; A – климатический коэффициент, учитывающий прочность весеннего льда (по данным табл. 4.7); R_p – временное сопротивление льда при раздроблении с учётом явления местного смятия льда, принимаемое на уровне первой подвижки равным 75 кПа при наивысшем уровне ледохода – 45 кПа; b – ширина опоры на уровне ледохода, м; h – расчетная толщина льда, м.

Значение коэффициента m

Таблица 4.6

Угол заострения опоры 2α , град	45	60	75	90	120	180
m	0.45	0.59	0.64	0.69	0.77	1.00

Климатические коэффициенты A

Таблица 4.7.

№ районов	Границы районов	Климатический коэффициент	Примечания
1	Южнее линии Таллин – Минск – Харьков – Астрахань – Нукус – Алма-Ата	0,75	1. Для районов № 2-5 нижней границей является граница предыдущего района. 2. При проектировании ответственных сооружений климатический коэффициент может применяться на основании оценки условий вскрытия реки по данным натурных наблюдений. в частности, для рек, вскрывающихся при отрицательной температуре воздуха, он должен приниматься не менее 2
2	Южнее линии Выборг – Смоленск – Камышин – Актобинск – Балхаш	1	
3	Южнее линии Архангельск – Киров – Уфа – Кустанай – Караганда – Усть-Каменогорск	1,25	
4	Южнее линии Воркута – Ханты-Мансийск – Красноярск – Улан-Удэ – Николаевск – на – Амуре	1,75	
5	Южнее линии Диксон – Норильск – Бодайбо – Охотск	2	
6	Севернее линии Диксон – Норильск – Бодайбо – Охотск	2,5	

Значения m , A и R_p получены в результате натуральных наблюдений

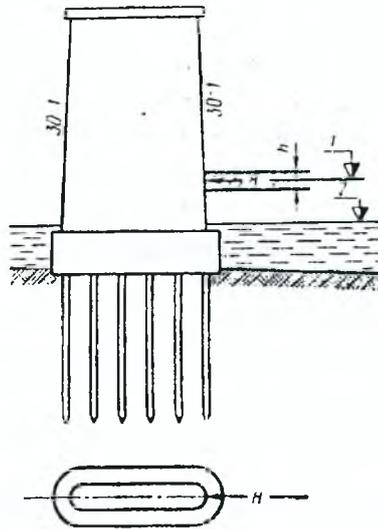


Рис. 4.11. Схема воздействия ледяного поля на опору со слабо наклоненной передней гранью: 1 – уровень ледохода или уровень подвижки льда; 2 – уровень межсезонных вод

За расчетную толщину льда принимают толщину, равную 80% от наибольшей за зимний период толщины с вероятностью превышения 1%. Толщина льда вероятности превышения 1% может быть определена при наличии данных наблюдений за толщиной льда в течение ряда лет. По этим данным строят кривую обеспеченности, которую в большинстве случаев (из-за недостаточности лет наблюдений) приходится экстраполировать. Экстраполяция обычно выполняется на клетчатке вероятностей (рис. 4.12).

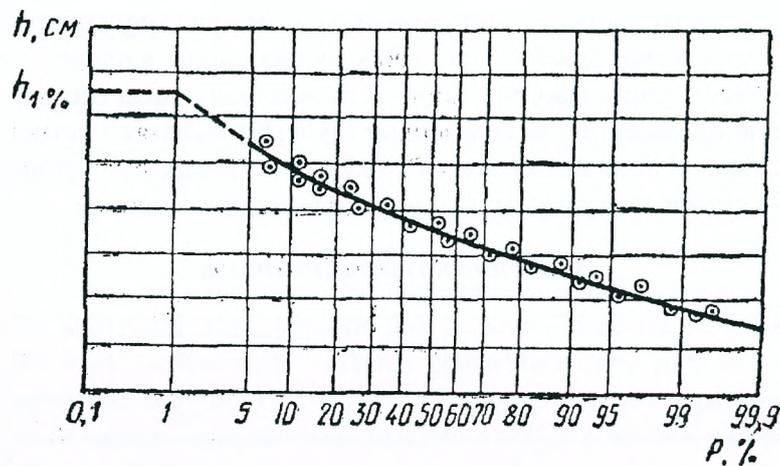


Рис. 4.12. К определению наибольшей за зимний период толщины льда 1%-ной вероятности превышения

При небольшом числе лет наблюдений (менее 15), когда экстраполяция кривой недостаточно точна, за расчетную толщину льда принимают наибольшую толщину, установленную при изысканиях.

При изысканиях в отдельных районах, когда нельзя получить данных о толщинах льда в предшествующие годы, ориентировочно расчетная толщина льда может быть определена по приближенной эмпирической формуле Ф. И. Быдина

$$h_n = 2 \cdot \sqrt{\sum t}, \quad (4.26)$$

где h_n – расчетная толщина льда, см; $\sum t$ – сумма отрицательных среднесуточных температур за зимний период, °С.

При воздействии ледяного поля на опору с наклонным ледорезом (рис. 4.13) разрушение льда происходит не от раздробления льда, а от изгиба. Льдины вползают на ледорез и разрушаются от изгиба на некотором расстоянии от опоры.

Величину максимального погонного изгибающего момента в месте разрушения льдины можно принять равной $M = 0,2V$, где V – вертикальная составляющая реакции опоры, а момент сопротивления $W = l \cdot h^2 / 6$, где h – толщина льдины.

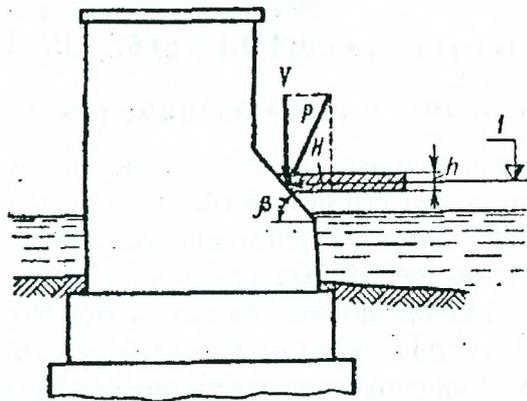


Рис. 4.13. Схема воздействия ледяного поля на опору с наклонным ледорезом: l – уровень ледохода или уровень подвижки льда

В этом случае при разрушении льдины, когда нормальные напряжения от изгиба достигнут предела прочности льда на изгиб, вертикальную составляющую нагрузки на опору V в m приближенно определяют по формуле

$$V = A \cdot R_{и} \cdot h^2, \quad (4.27)$$

а горизонтальную составляющую H в m – по формуле

$$H = V \cdot \operatorname{tg} \beta, \quad (4.28)$$

где $R_{и}$ – временное сопротивление льда при изгибе, принимаемое равным $0,5R_p$; β – угол наклона режущего ребра опоры к горизонту, град.

Такой же характер имеет взаимодействие ледяного поля с откосом насыпи, дамбы или береговым откосом при ударе ледяного поля кромкой об откос.

Вертикальная V и горизонтальная H составляющие погонной нагрузки на откос определяют по формулам

$$V = A \cdot R_{и} \cdot \lambda' \cdot h^2; \quad (4.29)$$

$$H = V \cdot \operatorname{tg} \beta, \quad (4.30)$$

где λ' – коэффициент, учитывающий цилиндрическую жесткость ледяного поля, рассматриваемого как полубесконечная плита (принимается в зависимости от толщины льда по табл. 4.8)

Значения коэффициента λ'

Таблица 4.8

h, м	0,4	0,5	0,6-0,7	0,8-0,9	1,0-1,3
λ' , 1/м	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04

На водохранилищах учитывается воздействие на мостовые опоры дрейфующих ледяных полей. Нагрузка на мостовую опору, направленная вдоль ее оси, от дрейфующего ледяного поля H в T определяется по формуле

$$H = 0,43 \cdot V_{л} \cdot h \cdot \sqrt{\Omega \cdot R_p \cdot m \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \varphi}, \quad (4.31)$$

где $V_{л}$ – расчетная скорость дрейфа ледяного поля, принимаемая в зависимости от скорости ветра по СН 76-85, равной 0,5-0,6 м/с; Ω – расчетная площадь ледяного поля, принимаемая по натурным данным, но не менее $1,75l^2$ (l – наибольший размер прилегающего к опоре пролета моста), m^2 ; R_p – временное сопротивление льда на раздробление, принимаемое равным 45 кПа, φ – угол между направлением движения ледяного поля и осью опоры; α – 1/2 от величины угла заострения опоры.

При ударе ледяного поля кромкой об откос насыпи или дамбы составляющие нормальной к фронту откоса погонной нагрузки определяют по формулам:

вертикальная составляющая

$$V = A \cdot R_{и} \cdot \lambda' \cdot h^2; \quad (4.32)$$

горизонтальная составляющая

$$H = A \cdot R_{и} \cdot \lambda' \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg} \beta, \quad (4.33)$$

где λ' – коэффициент, принимаемый в зависимости от толщины льда по табл. 4.8; h – расчетная толщина льда, м; β – угол наклона откоса к горизонту.

5. НАЗНАЧЕНИЕ, РАЗМЕЩЕНИЕ И РАСЧЕТ ВОДОПРОПУСКНЫХ ОТВЕРСТИЙ

5.1. Общие положения. Схемы назначения отверстий мостов

Мостовой переход можно запроектировать в виде системы сооружений, которая не стесняет водный поток или стесняет его незначительно. Однако без стеснения потока перекрывают мостами только судоходные и ирригационные каналы или канализованные реки в городах. В случаях пересечения свободных рек мосты выгодно устраивать значительно меньшей длины, чем ширина разлива потока; часть ширины разлива закрывают незатопляемыми земляными насыпями, располагаемыми на самых мелких частях разлива – поймах. Между насыпями оставляют водопропускное отверстие, перекрываемое мостом, оно называется отверстием моста. Измеряют отверстие моста (между насыпями) на отметке расчетного уровня воды; оно включает в себя и суммарную ширину опор моста. Незатопляемые насыпи на поймах являются подходами к мосту от берегов речной долины; по ним и происходит движение автомобилей. Насыпи заканчиваются конусами, полностью или частично закрывающими крайние опоры моста – устои.

Установлено, что экономически наиболее выгодным оказывается сильное сжатие реки, т. е. возможно малое отверстие моста при значительных размывах. Это объясняется тем, что при увеличении степени стеснения реки не только сокращается длина дорогих пролетных строений, заменяемых более дешевой насыпью подходов, но и уменьшается число опор моста, хотя наименьшая допустимая глубина заложения их фундаментов несколько возрастает. Принципиальный вид кривой суммарной строительной стоимости всех сооружений мостового перехода показан на рис. 5.1.

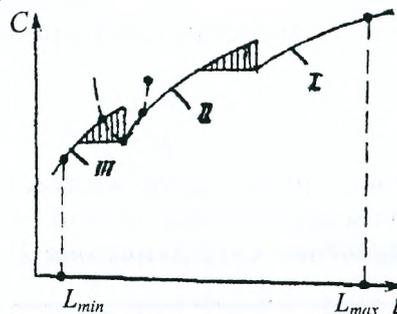


Рис. 5.1. Связь строительной стоимости мостового перехода с длиной моста

Кривая может быть построена теоретическим путем. Разрывы функции соответствуют смене типов оснований и фундаментов опор моста. При ступенчатом очертании графика появляются зоны экономически невыгодных длин моста (заштрихованы), которые при вариантном проектировании не должны использоваться, так как это может принести к неверному определению минимума стоимости (см. рис. 5.1).

Длина моста не может быть меньше, чем L_{min} , которая определяется техническими требованиями норм и правил проектирования мостов (ограничение степени стеснения из-за возможной неравномерности размыва, запрещение располагать конусы насыпи в руслах равнинных рек, ограничение скорости течения под мостами через судоходные реки и т. д.). Если этой длине соответствует наименьшая стоимость перехода, т. е. значение L_{min} не попадает в заштрихованную зону (см. рис. 5.1), то величина L_{min} должна быть принята в проекте (она окажется самой экономичной).

Основные общие требования, которыми руководствуются при назначении отверстий, заключаются в следующем:

- гарантировать бесперебойность и безопасность движения транспорта, что достигается созданием безопасных для устойчивости сооружений мостового перехода условий пропуска высоких вод, наносов и льда, перемещаемых речным потоком;
- избегать чрезмерно большой величины подпора, что при пологих берегах водотока

может вызывать затопление ценных земель и населенных пунктов, находящихся выше по течению от перехода;

- на судоходных и сплавных реках соблюдать условия беспрепятственного движения судов и плотов;
- обеспечивать минимальные затраты средств как на строительство мостового перехода, так и на его последующую эксплуатацию.

Все указанные требования должны учитываться совместно. В зависимости от вида пересекемого водотока и категории дороги то или другое из перечисленных требований может оказаться главным, определяющим выбор размера отверстия. При этом другие требования также должны соблюдаться, но они приобретают подчиненное значение.

Для устойчивости сооружений перехода необходимо, чтобы отверстие моста было не меньше некоторого предела. Уменьшение отверстия более этого предела нецелесообразно, так как оно ведет к значительным, угрожающим устойчивости моста размывам и деформациям русел или требует такой инженерной защиты сооружений от повреждений стесненным речным потоком, которая экономически неоправдана.

Так из опыта эксплуатации мостовых переходов известно, что на пересечениях равнинных рек с поймами отверстие должно, как правило, полностью перекрывать коренное русло, в которое входят и меженное русло, и побочни. Это объясняется тем, что в русле во время паводка проходит значительная доля общего расхода водотока и движутся наносы. Препреграждение даже части русла подходными к мосту насыпями приводит к резкому нарушению руслового процесса и к глубокому опасному размыву у моста, поэтому предельная схема назначения отверстий на равнинной реке с поймами выглядит так: мост перекрывает основное русло, на поймах возводят подходные земляные насыпи, стесняющие, во время высоких вод, поток с боков (рис. 5.2, а).

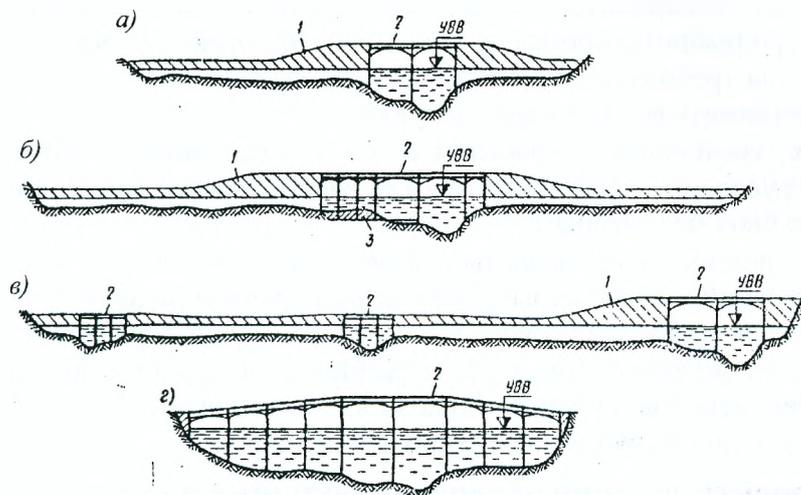


Рис. 5.2. Возможные схемы назначения отверстий мостов: 1 – насыпь; 2 – мост; 3 – срезка

При широких поймах, пропускающих в половодье значительное количество воды, глухое перекрытие всей поймы насыпями может быть опасным, так как пропуск большого расхода воды связан с резким нарастанием скорости течения у моста и глубоким размывом. Возникает необходимость увеличить отверстие моста, присоединив к руслу прилегающий участок поймы (рис. 5.2, б).

Когда отверстия перекрывают не только русло, но и прилегающие пойменные участки, в большинстве случаев следует устраивать искусственную срезку поймы у моста (рис. 5.2, в). Срезка способствует увеличению водопропускной способности пойменного участка отверстий. Благодаря этому размыв в отверстиях становится более равномерным; величина размыва в глубокой русловой части уменьшается.

При пересечении горных рек в верховьях, где они текут с большой скоростью и перемещают по дну крупный каменный материал, как правило, наиболее целесообразным решением является перекрытие мостом всей ширины потока, без стеснения подходными насыпями

ми. Стеснение горного водотока потребовало бы устройства мощных регуляционных и укрепительных сооружений. Затрата средств на их возведение и эксплуатацию обычно значительно превышает экономию от уменьшения отверстия.

Когда на пойме имеются рукава и протоки с большим удельным расходом воды, в которых по дну влекутся наносы, схему с несколькими водопропускными отверстиями на общем разливе реки называют схемой групповых отверстий (рис. 5.2, в).

На равнинных реках также встречаются отдельные случаи перекрытия мостом всей ширины потока. Так, на переходах через водохранилища гидроузлов в отдельных случаях может оказаться выгодным устроить отверстие через все водохранилище (рис. 5.2, г) и не возводить высоких земляных насыпей, требующих мощных дорожных укреплений откосов для защиты от многократно повторяющегося разрушительного действия высоких волн.

Основной, наиболее распространенной схемой на мостовых переходах рек Беларуси и СНГ является схема назначения отверстий со стеснением потока во время половодья или паводка подходами к мосту насыпями. Это объясняется тем, что преобладающим типом рек являются равнинные реки с поймами, которые покрываются водой периодически на сравнительно короткое время. Слой воды на поймах при этом небольшой, поэтому стоимость сооружения одного метра земляных пойменных насыпей вместе с укреплениями значительно дешевле стоимости одного метра мостов.

Назначая отверстия со стеснением водотока насыпями, необходимо считаться не только с условиями устойчивости сооружений мостового перехода и минимумом затрат на его возведение и эксплуатацию, но и с отдельными особенностями реки и выбранного места перехода. Особенности эти могут потребовать увеличения отверстий. Так на переходе равнинной реки с широкими поймами и пологими берегами, на которых непосредственно выше места перехода располагаются населенные пункты, приходится иногда увеличивать отверстие, чтобы снизить подпор и избежать затопления ценных угодий и зданий. В некоторых случаях недопустимо перекрывать подходами рукава и протоки на пойме из-за того, что это может нанести ущерб рыбному промыслу или водоснабжению населенных пунктов.

Для соблюдения требований судоходства и сплава леса при назначении отверстий мостов необходимо принимать во внимание следующее:

- во-первых, увеличение скорости течения по сравнению с бытовыми условиями в глубокой русловой части отверстия, где располагаются судоходные пролеты моста, не должно быть чрезмерным;
- во-вторых, подмостовые габариты (размеры пролетов моста и возвышение низа пролетных строений над расчетным судоходным уровнем воды (PCY)) должны быть достаточными для пропуска судов и плотов, которые будут обращаться на данной реке;
- в-третьих, размещение отверстий и разбивка на пролеты должны учитывать возможное перемещение судового хода за время эксплуатации моста вследствие естественных русловых процессов, происходящих в реке.

5.2. Проектирование отверстий больших и средних мостов

Так как сооружения мостового перехода, стесняя речной поток при УВВ, вызывают:

- изменение отметок свободной поверхности потока выше и ниже перехода,
- изменение скоростей течения на поймах и в русле,
- деформации русла в районе перехода,
- изменение водного режима пойм,

то прогноз этих изменений для половодья или паводка расчетной вероятности превышения является основной задачей проектирования мостового перехода.

Отметки поверхности потока выше и ниже перехода определяют отметки бровок дамб, траверсов, берм и земляного полотна на поймах, а также подтоплению населенных пунктов и хозяйственных объектов на поймах.

Скорости течения определяют типы укреплений откосов насыпей подходов и регуляционных сооружений и в отдельных случаях подмостового русла.

Отметки дна русла после размыва определяют отметки заложения фундаментов мосто-

вых опор, а также условия эксплуатации водозаборов и других сооружений вблизи перехода.

Изменения водного режима пойм (перекрытие проток, стариц и пр.) вызывают заболачивание пойменных угодий и нарушение других хозяйственных интересов.

Расчет же отверстий имеет, в общем, цель оценить изменение режима речного потока, вызванное стеснением его сооружениями мостового перехода. Главными задачами расчета отверстий являются:

- определение размывов русел и пойм у моста, чем определяется глубина заложения фундаментов опор и отчасти сам тип фундаментов;
- нахождение величины подпора.

Эти две задачи тесно взаимосвязаны и при расчете отверстий объединяются в один общий комплекс.

В соответствии с подпором устанавливается распределение воды по ширине отверстия, а от распределения воды зависит величина размыва дна. В свою очередь размывы, увеличивая площадь живого сечения потока и, следовательно, водопрпускную способность отверстий, приводят к уменьшению подпора.

Подпор и значительные размывы дна у моста возникают во время паводка в условиях неустановившегося движения речного потока. Это обстоятельство оказывает существенное влияние на величины подпора и размыва и поэтому должно учитываться в расчетах отверстий мостов.

Проектирование водопрпускных отверстий основывается на анализе геологического строения по оси перехода, распределения расходов и скоростей потока на поймах и в русле при различных уровнях воды русловых процессов, использования реки для судоходства и сплава.

На основании этих материалов намечают водопрпускные отверстия и схему регулирования потока.

Приступая к расчету отверстия, следует, прежде всего, наметить конструктивную схему моста, целесообразную для условий в принятом створе перехода. Эти условия определяются профилем дна, берегов и геологическим разрезом, уровнями воды, типом реки и руслового процесса, требованиями судоходства и ледовым режимом.

Начинать расчет отверстия с составления конструктивной схемы необходимо потому, что по ней устанавливают отверстие моста (см. рис. 5.2) и рассчитывают размывы дна, величина которых зависит от размера отверстия и от конструкции опор. Глубина размывов, определенная расчетом, может потребовать внесения изменений в намеченную конструктивную схему, особенно в отношении глубины заложения или даже типа фундаментов опор. После внесения изменений, если это необходимо, расчет отверстия повторяют и разрабатывают конструктивную окончательную схему.

Следует также иметь в виду, что конструктивные схемы мостов необходимы при сравнении вариантов мест перехода через реку и при назначении отверстий в данном месте перехода, когда сопоставляются отверстия разной величины.

При расчете отверстий различают следующие виды размывов:

- общий размыв дна в отверстии моста, вызываемый стеснением реки подходными насыпями;
- местный размыв у опор моста, являющийся следствием локального изменения кинематической структуры потока при обтекании опор;
- местный размыв у голов регуляционных сооружений, возникающий в связи с образованием перепада водной поверхности в головной части сооружения;
- естественный размыв, обусловленный развитием руслового процесса на участке реки, где расположен мостовой переход.

Кроме перечисленных видов размыва, на построенных и эксплуатируемых мостовых переходах иногда наблюдается так называемый сосредоточенный размыв. Он может образоваться, например, вследствие неудачного размещения отверстия или из-за неудовлетворительного действия струнаправляющих дамб. В указанных случаях отверстие пропускает воду неравномерно, основной поток отжимается в одну сторону и в ней возникает сосредоточенный размыв. Правильно составленный проект мостового перехода должен исключать образование этого вида размыва (рис. 5.3).

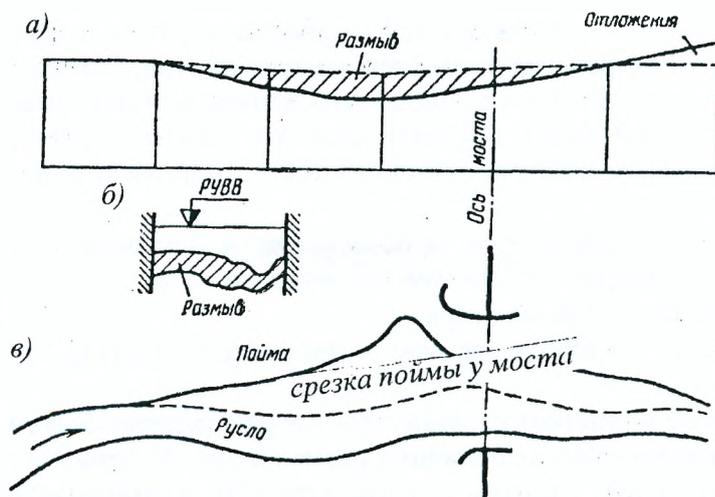


Рис. 5.3. Общий размыв у моста: а – продольный профиль по руслу; б – поперечный разрез на оси моста; в – план

5.3. Основы расчета общего размыва под мостами

Ширина подмостового поперечного сечения потока в общем случае делится на две характерные части: русло, по которому, кроме воды, движутся руслоформирующие наносы, и пойменный участок (или участки), по которому в бытовом состоянии руслоформирующие наносы не движутся (рис. 5.4).

До стеснения потока по руслу и пойменному участку отверстия моста проходили бытовые расходы воды $Q_{рб}$ и $Q_{пмб}$ сумма которых меньше полного расхода реки Q , так как некоторая доля воды протекала на остальной части ширины пойм. После перекрытия этой части ширины пойм незатопляемыми насыпями подходов к мосту по характерным участкам сжатого сечения реки будут проходить увеличенные расходы воды, которые обозначим $Q_{рм}$ и $Q_{пм}$. Сумма их равна полному расходу реки Q . Увеличение величин расходов вызывается сливом воды в отверстие моста с участков пойм, перекрытых незатопляемыми насыпями.

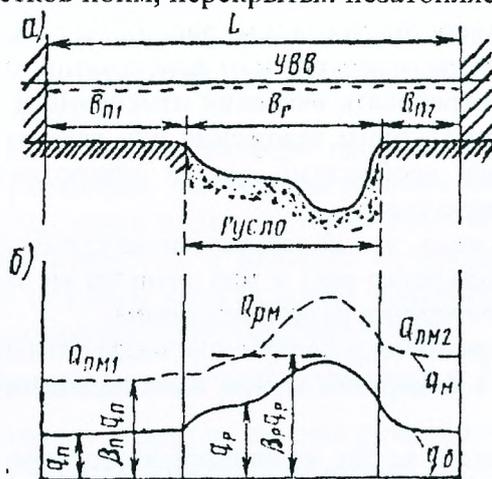


Рис. 5.4. Схема к расчету общего размыва под мостами

Коэффициенты возрастания расходов в русле и на пойменном участке отверстия моста могут быть определены гидравлическим расчетом. При этом увеличение расходов в русле начнется лишь при тех уровнях, когда вода станет притекать к мосту с поймы. Чем выше уровень воды, тем больше будет приток к мосту с пойм и тем больше будут коэффициенты увеличения расхода

$$\beta_p = Q_{рм} : Q_{рб} \text{ и } \beta_n = Q_{пм} : Q_{пб} \quad (5.1)$$

При этом $\beta_n > \beta_p$, что следует непосредственно из уравнений Бернулли, составляемых раздельно для двух струй, проходящих через створ не стесненного по ширине потока и створ моста, т.е. Б и Г (рис. 5.5).

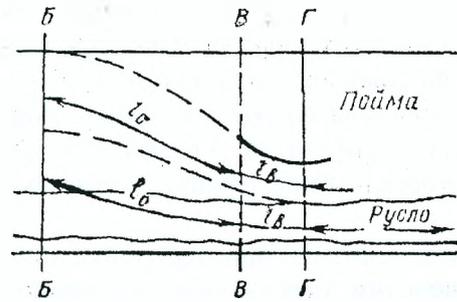


Рис. 5.5. Схема к расчету распределения расхода воды по ширине подмостового сечения.

Выполнив необходимые совместные преобразования этих двух уравнений Бернулли и уравнения неразрывности ($Q = \text{const}$) и учитывая, что отметки уровней воды для обеих струй в расчетных створах одинаковы для русловой и пойменной частей потока, получаем расчетные формулы для β_n и β_p в виде:

$$\beta_n = \sqrt{\beta_p^2 + (\beta_p^2 - 1)F(\eta; a)}, \quad (5.2)$$

$$\beta_p = \beta_n - \frac{1}{\tau} \left(\frac{\beta_n}{\beta} - 1 \right). \quad (5.3)$$

В эти уравнения, кроме уже поясненных величин β_n и β_p , входят величины

$$\tau = Q_{pб} : Q \quad \text{и} \quad \beta = \frac{Q}{Q_{pб} + Q_{нпб}}, \quad (5.4)$$

(коэффициент общего стеснения), а также некоторая функция, характеризующая мостовой переход:

$$F(\eta; a) = \frac{a(\eta^2 - 1)}{a + \eta^2}, \quad (5.5)$$

где $\eta = \frac{v_{pб}}{v_{нб}}$, — отношение бытовых скоростей; $a = \frac{I_1 \cdot v_{pб}^2}{g \cdot I_0 \cdot l_0}$. Здесь I_0 — бытовой уклон и l_0 — расстояние между створами Б и Г.

Этой приближенной формулой не учитывается влияние на $F(\eta; a)$ длины струенаправляющих дамб. Однако оно достаточно мало (обычно до 5%), что позволяет им в этом расчете пренебрегать.

Система уравнений (5.2) и (5.3) может быть легко решена последовательными приближениями. Но чаще всего при расчете отверстий мостов устанавливают допустимую величину коэффициента увеличения расхода в русле β_p , после чего β_n находят прямым расчетом по формуле (5.2), а общий допустимый коэффициент стеснения, определяющий необходимое отверстие моста, по преобразованной формуле (5.3)

$$\beta = \frac{\beta_n}{1 + \tau(\beta_n - \beta_p)}. \quad (5.6)$$

Входящее в расчетные формулы расстояние между створами Б и Г (см. рис. 5.5) рекомендуется принимать $l_0 = B_{разл} - L$, или $l_0 = \frac{1}{2}(B_{разл} - L)$ соответственно при одной или двух равных поймах. При неравных поймах l_0 следует определять интерполяцией между приводимыми здесь крайними значениями.

При сильном размыве под мостом значения β_n и β_p существенно сближаются, что дает право часто считать $\beta_n = \beta_p = \beta$.

Увеличение расходов воды, протекающей по обоим участкам отверстия моста, сопровождается возрастанием скоростей течения, что приводит к усиленному выносу частичек грунта, т.е. к размыву по крайней мере на одном из участков отверстия моста (в русле), а в ряде случаев и на обоих.

Размывы на двух характерных частях отверстия моста происходят по разным причинам.

На пойменных участках отверстия моста грунтовые частички в бытовых условиях не-

подвижны, так как фактическая бытовая скорость течения воды по пойме меньше размывающей, т. е. $v_{пб} < v_{нер}$. Размыв на этом участке начнется только при условии, что скорость стесненного потока превысит размывающую, т. е. при $v_{пб}\beta_n > v_{нер}$ для наилка поймы.

При размыве глубина, a , следовательно, и площадь поперечного сечения потока будут возрастать, и скорость течения уменьшится. Углубление прекратится после того, как снижающаяся по мере размыва скорость станет равна размывающей, т. е. $v_{пб} = v_{нер}$ и смыва частиц грунта больше не будет.

В случае небольшого сжатия потока при постройке мостового перехода скорость течения на пойменном участке отверстия моста возрастает также незначительно и может не превысить размывающую; в этих случаях размыв пойменного участка под мостом не начнется.

Расчетной формулой для определения глубины после размыва на пойменном участке отверстия моста может служить простое равенство

$$h_{пб} = \beta_n q_{пб} / v_{нер}. \quad (5.7)$$

На русловом участке отверстия моста размыв начинается по другой причине. В русле реки частички наносов, слагающие дно, находятся в движении даже в бытовых условиях, когда скорость течения равна $v_{рб}$. Следовательно, размывающая скорость для частичек грунта, слагающих дно, т. е. для руслоформирующих наносов, превышена еще до стеснения потока.

Бытовой скорости течения в русле соответствует определенный расход руслоформирующих наносов. При увеличении скорости течения в русле под мостом до $\beta_p v_{рб}$, при сжатии потока подходами к мосту транспортирование этих наносов под мостом усиливается. Поэтому происходит нарушение баланса между поступлением наносов к мосту сверху по течению и выносом наносов из-под моста потоком с увеличенной скоростью.

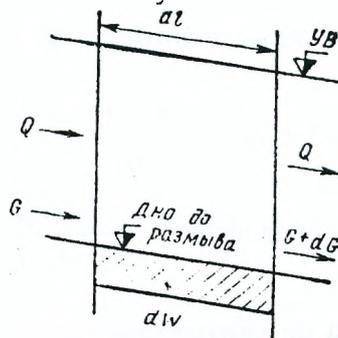


Рис. 5.6. Схема к выводу уравнения баланса наносов

Усиленный вынос наносов из-под моста означает ежесекундный захват потоком (рис. 5.6), протекающим с увеличенной скоростью некоторого количества грунта, слагающего дно русла на сжатом участке реки. Через начальный створ на элементарный участок руслового потока длиной dl поступают руслоформирующие наносы в количестве G каждую единицу времени. Расход наносов может быть переменным как по времени, так и по длине потока, т. е. $G = f(l, t)$. Через второй, конечный, створ этого участка в тот же момент времени выходит измененный расход наносов, отличающийся от G на величину приращения расхода наносов по длине потока, т. е.

$$G + dG = G + \frac{dG}{dl} dl. \quad (5.8)$$

Приращение расхода руслоформирующих наносов может образоваться при сохранении ширины русла только за счет разрушения его дна. При этом можно написать равенство: приток наносов + размыв = выносу наносов, т. е.

$$G dt + dW = (G + dG) dt. \quad (5.9)$$

За элементарный отрезок времени dt приращение объема потока dW в связи с размывом дна будет равно превышению объема выноса наносов через второй створ над поступлением наносов через первый створ, т. е.

$$dW = dG \cdot dt = \frac{\partial G}{\partial t} dl \cdot dt, \quad (5.10)$$

Приращение объема потока на участке постоянной длины можно выразить через уве-

личение площади его поперечного сечения, которая может меняться как во времени, так и по длине потока, т. е. $w=f(l;t)$. Поэтому

$$dW = \frac{\partial \omega}{\partial t} dl \cdot dt. \quad (5.11)$$

Сравнивая два последних выражения, получаем

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{\partial G}{\partial l}, \quad (5.12)$$

т. е. скорость приращения площади сечения потока с течением времени равна градиенту изменения расхода руслоформирующих наносов по длине потока. Для практического использования уравнение (5.12) записывают в конечных разностях

$$\frac{\Delta \omega}{\Delta t} = \frac{\Delta G}{\Delta l} = \frac{G_2 - G_1}{\Delta l}. \quad (5.13)$$

Скорость понижения дна может быть выражена при известном $\Delta \omega = B_p \Delta h$ (где B_p – местная ширина русла) формулой

$$\Delta h : \Delta t = \frac{G_2 - G_1}{B_p \Delta l} = \frac{G_2 - G_1}{\Delta \Omega}, \quad (5.14)$$

где $\Delta \Omega$ – площадь размываемого дна на элементарном участке длиной Δl .

Объем грунта, смываемого за время Δt , будет равен

$$\Delta W = \Delta h \cdot \Delta \Omega. \quad (5.15)$$

Очевидно, размыв прекращается при условии, что его скорость, определяемая формулами (5.12) и (5.14), станет равна нулю.

В связи с различными причинами прекращения общего размыва его необходимо рассчитывать отдельно для русла и пойменного участка отверстия моста.

5.4. Расчет размывов в руслах под мостами

Расчеты размыва (понижения) дна русла под мостом могут быть выполнены различными приемами, отличающимися детальностью на основе полученного выше уравнения баланса наносов (5.13). Наиболее общий и полный прием расчета заключается в последовательном определении глубин под мостом по весьма длинной серии возможных паводков и междупаводочных периодов. За серию паводков принимается обычно натурная последовательность уже наблюдавшихся паводков, прошедших еще до постройки моста, так как высоты будущих, идущих один за другим паводков, еще неизвестны.

При расчете, выполняемом по уравнению (4.13), учитывают, что поток, стесненный сооружениями мостового перехода и протекающий с увеличенной скоростью, сильно взмучивает наносы, слагающие дно, которые в значительном количестве проносятся водой во взвеси и лишь в небольшом количестве влечением по дну. Поэтому в гидротехническом проектировании обычно считают, что можно ограничиваться при определении расходов наносов, входящих в формулу (5.13), учетом только взвешенных наносов руслоформирующих фракций, применяя для этого зависимости, обязательно установленные натурным путем для конкретного водотока на изысканиях: только при отсутствии натуральных данных используют различные полуэмпирические формулы.

При выполнении этого расчета нельзя учитывать только донные наносы, составляющие для песчаных грунтов лишь меньшую часть общего количества наносов, участвующих в формировании дна русла. В этом случае расчет даст неоправданно низкие темпы размыва дна русла и фактический процесс размыва пойдет значительно быстрее, что может оказаться опасным.

Техника расчета размыва дна длительной серией последовательных паводков сводится к следующему. Весь участок русла длиной l_0 (см. рис. 5.5), который будет подвергаться размыву перед мостом, делится на элементарные участки длиной $\Delta \Omega$, с площадью дна Δl (рис. 5.6, а).

Наиболее просто, но приближенно, расчет ведут последовательно по элементам длины и времени, строя ступенчатое очертание размываемого дна. При использовании уравнения (5.13), допускают, что за малое время Δt уровень и расход потока не меняются и приращение глубины происходит только за счет размыва дна. Кроме того, можно считать, что приращение глубины за короткое время так мало, что транспортирующая способность потока, разная

от створа к створу, не меняется в данном створе за время Δt .

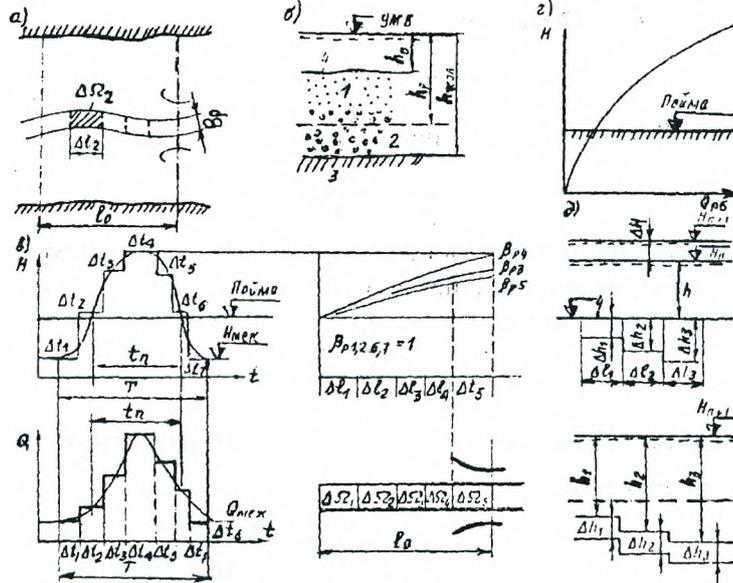


Рис. 5.6. Схемы к расчету развития размывов во времени: 1-2 – слои аллювия; 3 – коренные породы; 4 – бытовое дно

Общую длину участка размыва перед мостом принимают равной расстоянию от моста до створа наибольшего подпора перед мостом, которое определяется по интерполяционной формуле

$$l_0 = \frac{B_0 - L}{1 + \frac{B_{mn}}{B_{bn}}}, \quad (5.16)$$

где B_0 – ширина разлива реки; L – отверстие моста, которое для этого расчета должно быть известно; B_{mn} – ширина меньшей из пойм; B_{bn} – ширина большей из пойм.

Для односторонней и равных двусторонних пойм формула принимает вид

$$l_0 = B_0 - L \text{ и } l_0 = \frac{B_0 - L}{2}. \quad (5.17)$$

При определении транспортирующей способности потока учитывают, что может измениться состав руслоформирующих наносов, т. е. могут быть вовлечены в движение частицы из тех слоев грунта, которые будут обнажены в процессе размыва (рис. 5.6, б). В необходимых случаях учитывают ограничение размыва плотными грунтами или породами.

Водомерный график и гидрограф половодья заменяют ступенчатыми графиками (рис. 5.6, в), и для всего участка русла длиной l_0 строят кривые $\beta = f(l)$ для каждой из ступеней изменения уровня воды.

Имея эти данные для первого интервала времени, подсчитывают транспортирующие способности потока по всем створам, определяя расходы воды в русле $\beta_p Q_{pg}$. Значение Q_{pg} берут по кривой расхода (рис. 5.6. г). Тогда, последовательно используя уравнение (5.14) для каждой пары створов, можно приближенно определить средние величины понижения дна на каждом из участков для этого интервала времени (рис. 5.5, д).

Затем для нового интервала времени вычисляют транспортирующие способности потока с учетом изменения глубины не только в связи с повышением или понижением уровня воды ΔH , но и в связи с размывом дна за предыдущий интервал времени Δh . Учитывается при этом и изменение состава руслоформирующих наносов, если оно происходит.

В качестве исходных формул для определения транспортирующей способности потока (при отсутствии натуральных данных о транспорте наносов) рекомендуется использовать теоретико-экспериментальные формулы И.И.Леви:

а) для взвешенных наносов ($\text{м}^3/\text{с}$)

$$G_B = \left[\frac{0,2(1+r)h^{0,25}}{g w \rho} \right] v^3 \frac{B_p}{h^{0,25}} (v - v_{\text{пер}}), \quad (5.18)$$

б) для донных наносов ($\text{м}^3/\text{с}$)

$$G_{\text{д}} = \left[\frac{2(1+r)}{g^{3/2} \rho \cdot d^{1/4}} \right] v^3 \frac{B_p}{h^{0,25}} (v - v_{\text{неp}}), \quad (5.19)$$

где w – гидравлическая крупность наносов, $\text{м}/\text{с}$; ρ – плотность наносов (обычно $2050 \text{ кг}/\text{м}^3$); r – коэффициент порозности грунта, зависящий от крупности частиц (в среднем $0,65$); d – крупность частиц грунта, м ; B_p – ширина потока в русле, м ; h – глубина потока, м ; v – скорость потока, $\text{м}/\text{с}$; $v_{\text{неp}}$ – начальная скорость движения наносов, определяемая формулой

$$v_{\text{неp}} = v_{\text{нд}} \left(\frac{h}{d} \right)^{1/6} = \frac{v_{\text{нд}}}{d^{1/6}} h^{1/6}, \quad (5.20)$$

где $v_{\text{нд}}/d^{1/6}$ – определяется по табл. 5.1 в зависимости от крупности наносов.

Таблица влияния крупности донных наносов

Таблица 5.1

Грунт (условные названия)	Разновидность	d, мм	Донная размывающая скорость $v_{\text{нд}}$, м/с	$\frac{v_{\text{нд}}}{d^{1/6}}$
Песок	Мелкий	0,05–0,25	0,20	0,55–0,60
	Средний	0,25–1,00	0,20	0,60–0,65
	Крупный	1,00–2,50	0,20–0,25	0,65–0,70
Гравий	Мелкий	2,50–5	0,25–0,35	0,70–0,85
	Средний	5–10	0,35–0,50	0,85–1,10
	Крупный	10–15	0,50–0,60	1,10–1,25
Галька	Мелкая	15–25	0,80–1,00	1,25–1,50
	Средняя	25–40	1,00–1,35	1,50–1,70
	Крупная	40–75	1,35–1,60	2,10–2,30
Булыжник	Мелкий	75–100	1,60–1,95	2,30–2,60
	Средний	100–150	1,95–2,25	2,60–2,95
	Крупный	150–200	2,25–2,75	2,95–3,35
Валуны	Мелкие	200–300	2,75–3,15	3,35–3,70
	Средние	300–400	>3,15	>3,70
	Крупные	>400		

Для перехода к суточным расходам наносов в формулы (5.18) и (5.19) надо вводить множитель 86400 (число секунд в сутках).

При определении расхода взвешенных наносов подлежат учету только руслоформирующие фракции. Все остальные, более мелкие наносы, не участвующие в формировании дна, в расчет не вводятся. При этом можно учесть, но обязательно по данным натурных измерений, разницу средней крупности донных и взвешенных наносов.

Расчет можно вести в табличной форме для каждого интервала времени (табл. 5.2). Для подсчета глубин смыва по створам при известных B_1 , B_2 , Δh_{cp} и Δh используют формулу

$$B_1 = B_2, \Delta h_2 = \Delta h_{\text{cp}} - \Delta h_1, \quad (5.21)$$

При постоянной ширине $B_1 = B_2$, $\Delta h = \Delta h_{\text{cp}} - \Delta h$

При этом нужно иметь в виду, что расчетный паводок вызовет возможный наименьший размыв, в случае его прохода сразу после постройки мостового перехода, т. е. по неразмытому дну. Такой размыв будем называть *верхним пределом*. Если расчетный паводок будет проходить по дну, уже размыву предыдущими, хотя и нерасчетными наводками, то размыв под мостом может возрасти. Очевидно, что размыв все же не может превосходить второго, *нижнего предела*, которым будем называть наибольший размыв, вызываемый достаточно длительным воздействием максимального паводочного расхода, заканчивающийся в связи с этим обязательно при наивысшем уровне расчетного паводка. Оба предела могут быть рассчитаны на основе уравнения (5.13).

В ряде случаев два этих предела возможного размыва совпадают, т. е. проход единственного расчетного наводка вызывает, наибольший возможный размыв. В других условиях между этими пределами может быть существенная разница. Величина расхождения зависит, главным образом, от формы паводочных гидрографов, объема смыва, крупности наносов и от глубин, создаваемых предыдущими паводками перед проходом расчетного.

Проход высоких паводков с малым интервалом времени между ними всегда приводит к значительным размывам.

Отсюда следует, что расчет размывов в русле под мостом заданной длины следует начинать с установления двух пределов размыва.

Если эти два предела мало отличаются одни от другого, расчеты необходимой глубины заложения фундаментов ведутся только по нижнему пределу.

При значительном расхождении пределов, чтобы не назначить завышенную отметку заложения фундаментов опор моста по верхнему пределу и в тоже время не занижить ее, ориентируясь на нижний предел размыва, следует выполнить при помощи ЭВМ расчеты размывов по длительной серии паводков разной высоты, зафиксированных в натуре. При этом размыв расчетным паводком, который проходит в многоводный период уже по руслу, размыву предыдущими наводками, может быть в одних случаях существенно меньше нижнего предела, а в других - близким к нему (и в этом случае нижний предел снова оказывается расчетным). Таким путем необходимая глубина заложения фундаментов опор моста будет назначена обоснованно и без излишних запасов.

Верхний предел рассчитывается непосредственно по уравнению баланса наносов в конечных разностях (5.14).

Нижний предел рассчитывается весьма просто непосредственно по уравнению предельного баланса наносов, следующего из равенств (5.12) и (5.14).

Пользуясь простым расчетом нижнего предела размыва, можно быстро назначить отверстие моста, для которого затем производится и расчет верхнего предела размыва.

Из уравнения баланса наносов (5.12) непосредственно следует, что прекращению размыва отвечает скорость размыва, равная нулю $\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$, а следовательно, и нулевой градиент

расхода наносов вдоль размыва $-\frac{\partial G}{\partial t} = 0$, т. е. $G = idem$. Поскольку на участок размыва

поступает строго определенный суммарный бытовой расход руслоформирующих наносов (взвешенных и донных), то после полного завершения размыва на пике паводка и под мостом будет проходить тот же расход наносов. Для определения измененных (по сравнению с бытовыми) размеров размыва руслу под мостом достаточно составить и приравнять два выражения расхода наносов в бытовых условиях и под мостом после окончания размыва –

$$G_{\sigma} = G_m. \quad (5.22)$$

Для определения расхода наносов всех видов используют известные полуэмпирические формулы, при этом формулы различных авторов легко могут быть приведены к общему виду (так как структура их практически одинакова)

$$G = A \frac{B_p v^m}{h^k} \left(1 - \frac{v_{нер}}{v} \right), \quad (5.23)$$

где m, k – мало меняющиеся показатели степени; A – функция крупности наносов. При этом значения A достаточно сильно разнятся в формулах разных авторов.

Подставляя в формулу (5.22) выражение расхода наносов в бытовом состоянии, т. е. вводя в расчет бытовую скорость $v_{рб}$, бытовую ширину и среднюю глубину русла $B_{рб}$ и $h_{рб}$, а также выражение расхода наносов под мостом после размыва, вычисленное по скорости после размыва $v_{рм}$ и измененным размерам русла $B_{рм}$ и $h_{рм}$, получим, сокращая A (поскольку состав наносов после окончания предельного размыва одинаков по всей длине зоны размыва)

$$\frac{v_{рб}^m B_{рб}}{h_{рб}^k} \left(1 - \frac{v_{нерб}}{v_{рб}} \right) = \frac{v_{рм}^m B_{рм}}{h_{рм}^k} \left(1 - \frac{v_{нерм}}{v_{рм}} \right),$$

или

$$v_{рм} = v_{рб} \left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}} \right)^{1/m} \left(\frac{h_{рм}}{h_{рб}} \right)^{k/m} \left(\frac{1 - \frac{v_{нерб}}{v_{рб}}}{1 - \frac{v_{нерм}}{v_{рм}}} \right)^{1/m} \quad (5.24)$$

Сокращать множители A можно потому, что после завершения размыва река будет проносить вниз по течению на всем участке зоны размыва лишь обычные для нее руслоформирующие наносы.

Зная, что $Q=Bhv$, легко получить выражение средней глубины в русле после размыва

$$h_{pm} = h_{pb} \left(\frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{\frac{m-1}{m+k}} \left(\frac{Q_{pm}}{Q_{pb}} \right)^{\frac{m}{m+k}} \left(\frac{1 - \frac{v_{норм}}{v_{pb}}}{1 - \frac{v_{норм}}{v_{pb}}} \right)^{\frac{1}{m+k}} \quad (5.25)$$

Значения показателей степени в формулах (5.21) и (5.25) соответственно формулам расхода наносов, предлагаемым разными исследователями, колеблются в узких пределах, что дает возможность, не отдавая предпочтения ни одной из исходных зависимостей, принять средневзвешенные величины $m=4$ и $k=0,4-0,5$.

Наибольшие отклонения показателей степени, по данным различных авторов, от принятых выше составляют около 10%, а в основном значительно меньше.

Последние множители формул (5.24) и (5.25) могут быть приравнены единице по ряду доводов:

- во-первых, с увеличением глубины после размыва одновременно возрастают размывающая скорость $v_{норм}$ и русловая v_{pm} , в связи с чем можно положить $v_{норм} : v_{pm} \approx v_{норм} : v_{pb}$;

- во-вторых, отношение разностей $\left(1 - \frac{v_{норм}}{v_p} \right)$ входит в формулы в степени от 0,25 до 0,20.

Следовательно, если это отношение достигнет даже 1,15 (чего практически быть не может), то последние множители формул (5.24) и (5.25) не будут отклоняться от единицы более чем на 3%.

В связи с этим, расчетные формулы могут быть написаны с учетом приведенных числовых значений показателей степени в виде:

$$v_{pm} = v_{pb} \left(\frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{1/4} \left(\frac{h_{pm}}{h_{pb}} \right)^{1/8} \quad (5.26)$$

$$h_{pm} = h_{pb} \left(\frac{Q_{pm}}{Q_{pb}} \right)^{8/9} \left(\frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{2/3} \quad (5.27)$$

Ширина русла под мостом должна вводиться в расчет за вычетом ширины опор в нем стоящих. Определение Q_{pm} изложено ранее.

Из формулы (5.27) непосредственно следует, что увеличение ширины русла под мостом по сравнению с бытовой шириной желательны, так как глубины в русле при этом уменьшаются.

Однако для того, чтобы уширение русла способствовало уменьшению глубины, необходимо, чтобы увеличение руслового расхода под мостом, неизбежное при уширении русла, было бы меньше влияния уширения русла, т. е.

$$\frac{Q_{pm2}}{Q_{pm1}} < \left(\frac{B_{pm}}{B_{pb}} \right)^{3/4} \quad (5.28)$$

где $Q_{pm1} = \beta_p Q_{pb} = \beta_p q_{pb} B_{pm}$ – расход в уширенном русле под мостом; $Q_{pm2} = Q_{pm1} + \beta_n q_{нб} (B_{pm} - B_{pb})$ – то же в уширенном.

Увеличение руслового расхода объясняется объединением с руслом части пойменного участка, несущего расход $Q_{nm} = \beta_n Q_{нб}$.

Из приведенного выше неравенства следует, что уширение русла целесообразно лишь в определенных пределах отношения $q_{нб}/q_{pb}$.

Переход от средней глубины в русле после размыва к наибольшей, по которой будут назначаться отметки заложения фундаментов, можно выполнить по предположению, что после размыва отношение максимальной русловой глубины к средней русловой сохранится равным бытовому отношению этих глубин. Конечно, некоторая погрешность при этом неизбежна.

Для устранения погрешности целесообразно введение поправок к окончательным результатам расчета максимальных глубин.

Уравнение (5.27) может быть использовано и для быстрого определения размыва, вызываемого длительной серией натуральных паводков. Предполагая, что размыв происходит под воздействием расчетных паводков, следующих один за другим, Г. А. Федотов получил, что такой размыв заканчивается на спаде расчетного паводка, на ΔH ниже его пика. Эта разность уровней не зависит, ни от объема размыва, ни крупности наносов, ни длительности паводка. Величина ΔH зависит лишь от полноты паводка $\Pi = h_{cp}/h_{max}$, где h_{cp} и h_{max} – средняя и максимальная высота расчетного паводка над поймой (рис. 5.7). При этом

$$\Delta H = h_{max} (1 - \Pi^{1/3}). \quad (5.29)$$

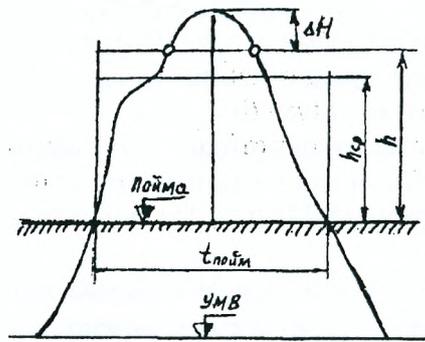


Рис. 5.7. Схема к установлению уровня, при котором достигается гипотетический размыв

В проектной практике размыв от серии одинаковых расчетных паводков называется гипотетическим (предполагаемым). Его величина определяется также по формуле (5.27), но при уровне $H_{расч} - \Delta H$, т. е. по уменьшенному коэффициенту возрастания руслового расхода под мостом β_p .

Все мостовые переходы можно разбить на следующие группы по схеме расчета глубин после размыва в русле:

- при $\beta \leq 1,4$ расчет следует вести по формуле (5.27), учитывая, что размыв при таких небольших коэффициентах общего стеснения заканчивается на пике паводка. В этом случае верхний и нижний предел размыва совпадают;
- при $\beta = 1,4 - 2,0$ расчет следует вести по формуле (5.27), но учитывая, что размыв заканчивается на спаде паводка при уровне ниже пика паводка на величину ΔH ;
- при $\beta > 2$ необходимо производить подробный расчет по формуле (5.14) обязательно по длине серии натуральных паводков.

Коэффициент общего стеснения β , по которому выбирается схема расчета, подсчитывается для пика паводка. Расчетный коэффициент β_p , по которому определяется глубина размыва в русле под мостом, вычисляется при пике паводка для первой группы переходов, и при уровне на ΔH ниже пика паводка – для второй группы.

Гипотетический размыв можно рассчитывать и по значению β_p на пике паводка (так же как и при расчете верхнего и нижнего предела). Для этого следует пользоваться формулой Г.А. Федотова

$$h_{pm} = h_{p\delta} [(\beta_p^{8/9} - 1)\Pi^{1/2} - 1] \cdot \left(\frac{B_{p\delta}}{B_{pm}}\right)^{2/3}. \quad (5.30)$$

Наличие геологического ограничения размыва, делающего невозможным полное его развитие соответственно предельному балансу наносов, может быть установлено расчетом. Это ограничение затрагивает обычно лишь зону максимальных глубин. При ограничении максимальной глубины (рис. 5.8) площадь поперечного сечения потока в русле под мостом будет увеличиваться или за счет увеличенного размыва дна на тех частях ширины русла, где препятствий для размыва нет, или за счет размыва берегов русла, т. е. его уширения, если оно возможно. Увеличение площади поперечного сечения потока в русле прекратится после того, как средняя скорость снизится до значения $v_{p,н}$, определяемого формулой (5.20). Однако

отношение максимальной и средней глубин после размыва не будет равно бытовому отношению, а несколько уменьшится. Очевидно, что при геологическом ограничении размыва расчет верхнего предела размыва выполнять не надо.

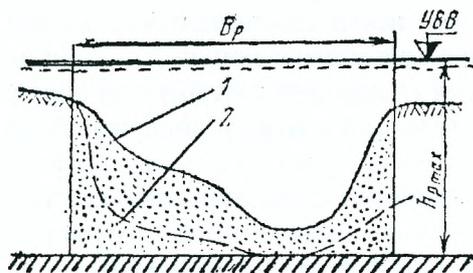


Рис. 5.8. Изменение конфигурации сечения русла при ограничении размыва по геологическим условиям: 1 – до размыва; 2 – после размыва

Пласты грунтов, обнажаемые в зоне наибольших глубин в процессе размыва, будут ограничивать углубление русла только в том случае, если эти грунты не могут быть вынесены сжатым потоком из-под моста, т.е. только при условии, что скорость потока будет меньше размывающей для этих грунтов. Зная среднюю скорость течения, которая должна устанавливаться в русле после размыва, распределение средних скоростей на всех вертикалях по ширине русла и размывающие скорости для пластов грунта, которые могут быть обнажены в процессе размыва, т.е. в пределах до глубины $h_{р\max}$, определяемой формулой (5.27), можно установить, будет ли тот или иной пласт грунта ограничивать размыв в зоне наибольших глубин.

Для русел немеандрирующих и блуждающих рек, а также для начальных и конечных участков излучин меандрирующих рек средние скорости на вертикалях практически равны средней по сечению. Тогда размываемость любого пласта грунта может быть проверена по неравенству

$$v_{р\text{м}} < v_{\text{нер}}, \quad (5.31)$$

где средняя скорость в русле $v_{р\text{м}}$ определяется формулой (5.26). Ограничению размыва по геологическим условиям отвечает неравенство $v_{р\text{м}} < v_{\text{нер}}$.

Величины размывающих скоростей течения для несвязных грунтов определяются по табл. 5.1. Переход к средней скорости для вертикали с максимальной глубиной должен выполняться по формуле 5.20. Для связных грунтов $v_{\text{нер}}$ определяют непосредственно по последней графе табл. 5.3, поскольку глубины во время паводков в размывных руслах рек всегда превышают 3 м.

Значения размывающих скоростей

Таблица 5.3

Грунты	Разновидности	Плотность, т/м ³	Средние размывающие скорости течения, м/с при глубине, м			
			0,4	1,0	2,0	> 3,0
Глины, тяжелые и тощие суглинки	Малоплотные	1,2	0,35	0,40	0,45	0,50
	Средней плотности	1,2-1,65	0,70	0,85	0,95	1,10
	Плотные	1,65-2,05	1,00	1,20	1,40	1,50
Лессы	Очень плотные	2,05-2,15	1,40	1,70	1,90	2,10
	Средней плотности	1,2-1,65	0,60	0,70	0,80	0,85
	Плотные	1,65-2,05	0,80	1,00	1,20	1,30
	Очень плотные	2,05-2,15	1,10	1,30	1,50	1,70

В тех случаях, когда величина максимальной глубины после размыва в русле будет определяться геологическими условиями, т.е. наличием пластов неподвижных частиц грунта, которые не могут быть сдвинуты текущей водой, уравнение предельного баланса наносов определяет только среднюю по сечению скорость и среднюю глубину.

В связи с двумя возможными причинами прекращения размыва на наиболее глубокой вертикали надо обязательно выполнить два расчета максимальной глубины после размыва в русле по формулам (5.27) и (5.31). Окончательно принимается меньшая из глубин, определенных этими двумя расчетами.

При расчете максимальной глубины размыва в случае ограничения ее пластом трудно размываемого неоднородного несвязного грунта, содержащего крупные частицы, необходимо иметь в виду, что возможно вымывание мелких частичек грунта и укрепление поверхностного слоя этого пласта, которое носит название отмытки (рис. 5.9). Если известна скорость после размыва, то, приравнивая ее к размывающей для слоя отмытки $v_{рм} = v_{нер}$ можно установить крупность частиц отмытки D , соответствующую прекращению размыва. Имея данные о гранулометрическом составе пласта, в котором содержатся частицы крупнее D , можно рассчитать, какой объем мелкого грунта должен быть вымыт из верхних слоев пласта, чтобы на его поверхности образовался двойной слой отмытки крупностью D . Если объем частичек грунта крупнее D составляет $p\%$ от общего объема грунта, то можно рассчитать величину смыва поверхности пласта (см. рис. 5.9, б): $\Delta_0 = 200D:(p\%)$.

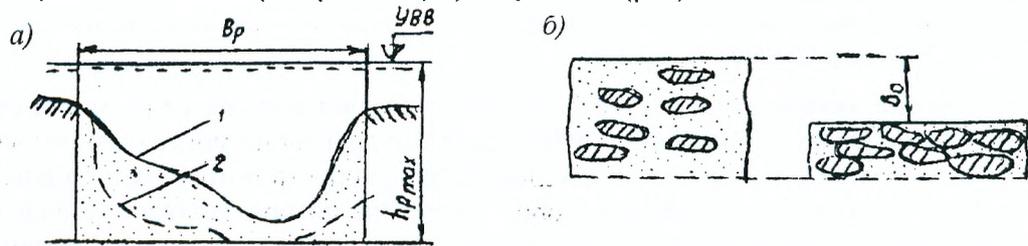


Рис. 5.9. Схема к расчету отмытки

При использовании уравнения предельного баланса наносов следует учитывать, что расчет максимальной глубины выполняется с известной погрешностью. Еще в большей степени это относится к расчету развития размыва во времени по серии паводков, для которого требуется значительно больше натуральных данных и все же остается только предположительная фактическая последовательность и высота будущих паводков.

В связи с этим при расчете глубин после размыва следует вводить гарантийные запасы тем большие, чем менее изучен водоток. При морфометрической основе проекта запасы должны быть больше, чем при гидрометрической.

5.5. Расчет размывов на пойменных участках отверстий мостов

Глубина потока после размыва на пойменном участке отверстия моста может быть определена из равенства $Q = wv$ следующим образом. Если ширина этого участка, за вычетом ширины стоящих на нем опор, равна B_n , то средняя скорость течения сжатого потока на нем равна

$$v'_{nm} = \frac{Q_{nm}}{B_n h_{nb}}, \quad (5.32)$$

где h_{nb} – бытовая глубина пойменного потока.

Если $v'_{nm} \leq v_{нер}$, то размыва пойменного участка не будет. Размыв начнется при $v'_{nm} > v_{нер}$. Размыв прекратится, когда глубина h_{nb} , увеличится настолько, что новой глубине h_{nb} будет соответствовать скорость $v'_{nm} = v_{нер}$ т. е.

$$h_{nm} = \frac{Q_{nm}}{B_n v_{нер}}. \quad (5.33)$$

Введем множителем и делителем в правую часть последнего равенства бытового расхода этого участка ширины потока $Q_{nб}$ и обозначим, как обычно, отношение $Q_{nm}/Q_{nб} = \beta_n$. Тогда, зная, что $Q_{nб} = B_n v_{nb} h_{nb}$, получим

$$h_{nm} = \frac{\beta_n q_{nб}}{v_{нер}}, \quad (5.34)$$

где $q_{nб}$ – элементарный бытовой расход воды на пойменном участке отверстия моста.

Из формулы (5.34) следует, что размыва при сжатии не будет, если выполнено условие

$\beta_n \frac{v_{nb}}{v_{нер}} \leq 1$; здесь размывающая скорость $v_{нер}$ соответствует грунтам на поверхности поймы.

Входящая в расчетные формулы размывающая скорость зависит от вида грунта и глубины потока. Величины средних размывающих скоростей для связных грунтов при различ-

ных глубинах приведены в табл. 5.3. Этой краткой таблицей охватываются глины, суглинки и лёссы. Допустимые скорости для супесей принимают по табл. 5.1 соответственно средней крупности песчаных фракций.

В соответствии со структурой формулы (5.34) размывы связных грунтов следует рассчитывать последовательными приближениями, так как неразмывающие скорости зависят от искомой глубины $h_{нм}$, которая на пойменных участках отверстий мостов может быть и менее 3 м.

Для несвязных грунтов эту формулу можно привести к виду

$$h_{нм} = \left[\beta_n h_{нб} v_{нб} \frac{d^{1/6}}{v_{нд}} \right]^{6/7}, \quad (5.35)$$

освобождаящему от необходимости выполнения при расчете последовательных приближений. Величины $v_{нд}/d^{1/6}$ приведены в табл. 5.1. При расчетах по формулам (5.34) и (5.35) необходимо вводить в расчет размывающие скорости и крупности частиц, соответствующие пластам грунта, залегающим на глубине размыва.

Геологическое строение пойменного участка отверстия моста обычно слоистое. Верхние слои, отложенные в процессе образования наилка поймы и наращивания выпуклых берегов русел меандрирующих рек, чаще всего содержат много мелких частиц грунта и являются связными. Более глубокие слои сложены руслоформирующими наносами, заполняющими всю ширину речной долины. Еще глубже залегают коренные породы первичной поверхности речной долины. При слоистых напластованиях расчет удобно вести графоаналитически.

Преобразовывая формулу (5.34) к виду

$$h_{нм} v_{нер} = \beta_n h_{нб} v_{нб}, \quad (5.36)$$

замечаем, что произведение $h_{нм} v_{нер}$ представляет собой допустимый элементарный расход $q_{нер}$, соответствующий прекращению размыва на глубине $h_{нм}$ в грунтах, характеризуемых размывающей скоростью $v_{нер}$, а величина фактического элементарного расхода $q_{ф} = \beta_n h_{нб} v_{нб}$ известна, и от глубины после размыва не зависит. Поэтому графоаналитический прием расчета глубины размыва $h_{нм}$ может быть сведен к построению графика допустимых элементарных расходов $q_{нер} = f(h)$, переменных не только потому, что меняется глубина, но и потому, что на разных глубинах залегают различные грунты, и к пересечению этого графика вертикальной прямой $q_{ф} = const$. Точка пересечения прямой и кривой будет соответствовать глубине размыва $h_{нм}$, на которой допустимый элементарный расход, равный произведению $h_{нм} v_{нер}$, будет равен фактическому ($q_{ф} = q_{нер}$).

Отличительной особенностью графика допустимых элементарных расходов $q_{нер} = f(h)$ для несвязных грунтов (рис. 5.10, а) является криволинейность отдельных отрезков в связи с тем, что размывающие скорости для условий течения на поймах связаны с глубиной формулой (5.20).

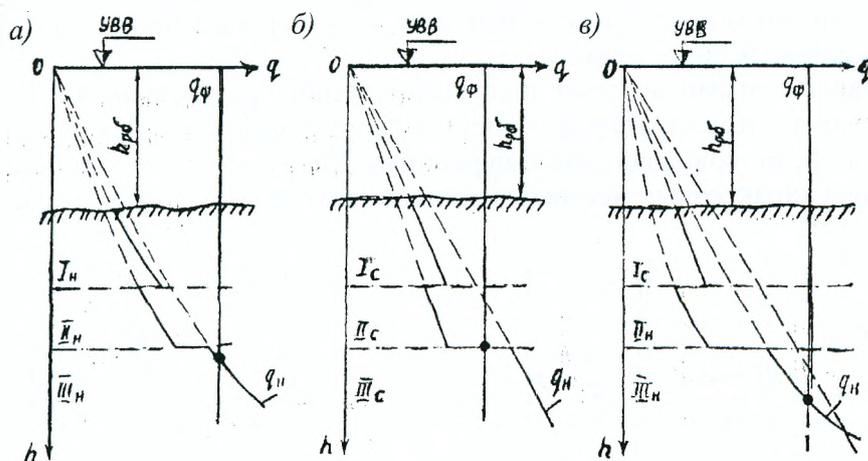


Рис. 5.10. Схема графоаналитического расчета глубин размыва на пойменных участках отверстий мостов: н – несвязанные грунты; с – связанные

Для построений графика допустимых элементарных расходов по известным крупностям несвязных грунтов можно использовать данные последней графы табл. 5.1, где приведены величины $v_{нд}/d^{1/6}$, которые надо умножить на $h^{7/6}$, так как $q_{нер} = v_{нер} h = (v_{нд}/d^{1/6}) h^{7/6}$.

Отличительной особенностью графика допустимых элементарных расходов для связных грунтов (рис. 5.10, б) является линейность отрезков, соответствующих различным пластам с глубинами залегания более 3 м. Углы наклона прямых определяются сопротивляемостью различных пластов размыву. Данные, необходимые для построения этого графика, могут быть взяты из табл. 5.3.

На рис. 5.10в приведен график величин $q_{\text{нер}} = f(h)$ для случая смешанных напластований, когда верхний пласт пойменных отложений и коренные породы представлены связными грунтами.

Если состав несвязных грунтов неоднороден, следует вводить в расчет не средние размывающие скорости и средние диаметры частичек в слоях, ограничивающих размыв, а скорости, соответствующие самым крупным частицам D , которых в слое грунта содержится 15-20%. Такие самые крупные частицы отмоют размываемое дно и ограничат дальнейший размыв.

Не следует усложнять этот расчет анализом возможности отмопки дна любой фракцией грунта, так как двойной слой частичек грунта, достаточный для образования отмопки, образуется в пойменных несвязных грунтах при очень малых слоях смыва. Очевидно, что введение в расчет крупности наибольших частиц, содержащихся в грунте, существенно увеличит размывающую скорость для этого грунта. В то же время слой смыва, не учитываемый в расчете глубины после размыва, не будет превышать нескольких сантиметров.

Наконец, отметим то обстоятельство, что при значительном стеснении потока на пойменном участке отверстия моста (большие значения β_n) пойменный наилок может быть смыт. В этом случае (см. рис. 5.10, а) глубина размыва будет значительной, так как несвязным грунтам аллювия, лежащим под наилком, соответствуют малые размывающие скорости течения воды. При этом, если глубина после размыва на пойменном участке отверстия моста достигнет средней глубины потока в русле $h_{\text{нм}} \geq h_{\text{рб}}$, то пойменный участок отверстия моста исчезнет и, объединившись с руслом, образует единое уширенное русло $B_{\text{рм}} = B_{\text{рб}} + B_{\text{нм}}$, на всей ширине которого будет происходить движение наносов.

Каждой равнинной реке в бытовом состоянии соответствует определенная ширина русла $B_{\text{рб}}$. Никакое уширение русла на реке в её бытовом состоянии не будет устойчивым, так как для транспортирования воды и наносов необходима лишь эта бытовая ширина $B_{\text{рб}}$. В стесненных поперечных сечениях в русле при половодьях протекает большее количество воды, чем в бытовых условиях. Поэтому уширение русла под мостом может оказаться устойчивым. Однако для этого необходимо, чтобы в уширенном русле часто проходили такие увеличенные расходы воды (не реже 3 раз каждые 4 года).

5.6. Расчеты местных размывов у опор мостов

В отличие от рассмотренных выше русловых деформаций, величина которых была обусловлена общим сжатием водотока и естественным ходом руслового процесса, местный размыв является результатом локального нарушения структуры речного потока при обтекании конструкций инженерных сооружений.

Наиболее характерными местами появления местного размыва являются опоры мостов, головы выдвинутых в поток струнаправляющих сооружений и т. п. На рис. 5.11 показан поперечный профиль реки, совпадающий с передними гранями опор моста через большую реку, где четко видны характерные местные воронкообразные углубления у каждой опоры.

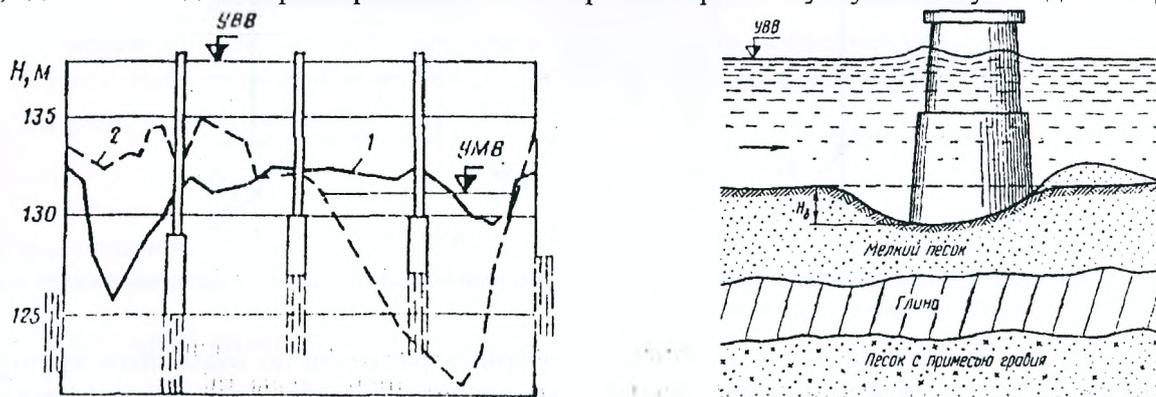


Рис. 5.11. Воронки местного размыва у опор моста: а – профиль; б – общий вид

Отсюда понижение дна у опоры, вызываемое всеми этими различными причинами, называемое суммарным размывом, будет определяться как арифметическая сумма трех составляющих размыва. Глубина после размыва у опоры равна

$$h_p = h_0 + \Delta h_{об} + \Delta h_{местн}, \quad (5.37)$$

где h_0 – наибольшая глубина, устанавливающаяся у опоры в процессе природных изменений русла (так называемая бытовая глубина); $\Delta h_{об}$ – приращение глубины (общий размыв), вызванное стеснением потока подходами к мосту; $\Delta h_{местн}$ – дополнительное приращение глубины в связи с местным размывом у опоры.

При обтекании потоком мостовой опоры струи отклоняются во все стороны. Сгущение струй у боковых граней опоры вызывает повышение скоростей и размывы. Струи, набегающие на носовую часть опоры, частично отклоняются вниз и, встречая дно, отклоняются от опоры навстречу потоку. Так образуется в носовой части опоры валец, который выносит частицы грунта от опоры. Эти частицы затем уносятся потоком. Боковые размывы соединяются с размывом у носовой части опоры и в результате образуется воронка местного размыва, которая охватывает носовую и боковые грани опоры (рис. 5.12).

Если при размыве наносы поступают в воронку, то они замедляют процесс размыва. При некоторой глубине размыва, когда количество выносимых наносов равно количеству поступающих наносов, глубина размыва стабилизируется.

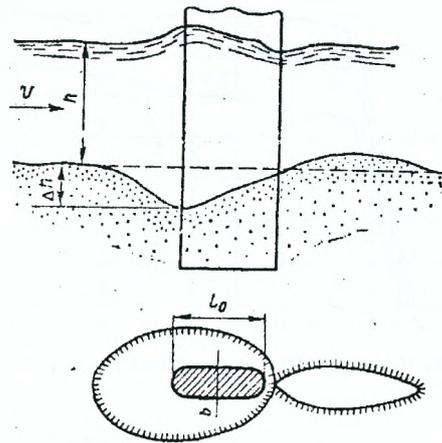


Рис. 5.12. Схема местного размыва у опоры

С течением времени и увеличением размыва струям вальца приходится проделывать все больший путь для выноса частиц грунта. В результате энергия вальца теряется, размыв замедляется и, наконец, достигает для данных условий предельной величины Δh_{∞} .

Если в процессе размыва наносы в воронку не поступают, зависимость глубины размыва Δh от времени t представляет собой плавную кривую 1 (рис. 5.13).

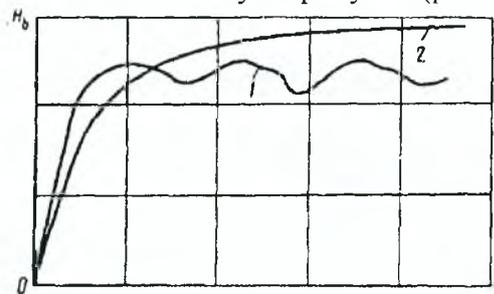


Рис. 5.13. Изменение глубины местного размыва у опоры моста во времени: 1 – при влечении наносов; 2 – без поступления наносов

Так как наносы, перемещаясь грядами, поступают в воронку размыва неравномерно, зависимость $\Delta h = f(t)$ имеет пульсирующий характер (кривая 2 на рис. 5.13).

Это обстоятельство позволяет для расчетного случая принять наиболее невыгодную русловую ситуацию, когда опора располагается в подвалье наносного скопления, где приток донных наносов в воронку местного размыва отсутствует. Расчет может быть произведен по

схеме с нулевым притоком наносов (нуль-балансовая схема), когда размеры воронки будут определяться только гидравлическими параметрами потока и габаритами опоры. Относительная глубина воронки местного размыва H_0/b может быть представлена функцией

$$\frac{H_0}{b} = \Phi\left(\frac{v}{w}; \frac{v}{v_0}; \frac{h}{b}\right), \quad (5.38)$$

где v/w – параметр взмучиваемости, характеризующий способность потока переносить частицы грунта во взвешенное состояние (v – средняя скорость набегающего на опору потока, w – средняя гидравлическая крупность грунта дна); v/v_0 – параметр размываемости грунта, характеризующий интенсивность движения донных наносов (v_0 – размывающая скорость); h/b – относительная глубина потока (b – ширина опоры в плане); H_0 – глубина воронки размыва.

Эта зависимость достаточно полно отражает влияние основных параметров потока и обтекаемой опоры на глубину размыва.

Зависимость $H_0/b = \varphi(v/w)$ по опытным данным показана на рис. 5.14. На графике точки B соответствуют условиям равенства $v=v_0$, т. е. границе смены режимов формирования воронки размыва (с поступлением донных наносов в воронку и без поступления).

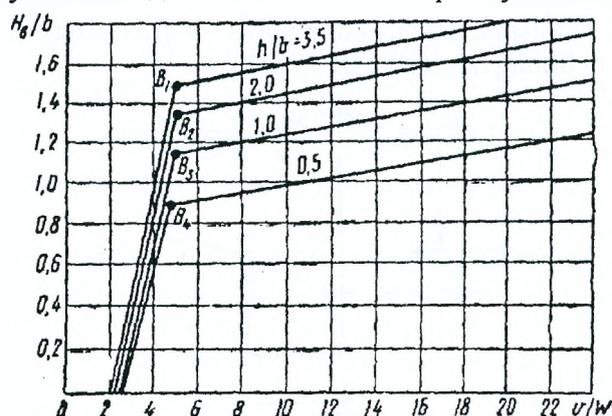


Рис. 5.14. Зависимость относительной глубины местного размыва от относительной скорости по опытным данным

Для расчета местного размыва у опор обычно применяют формулу Ярославцева:

$$\Delta h = \kappa_\xi \kappa_v (a_v + \kappa_h) \frac{v^2}{g} - 30d_{85}, \quad (5.39)$$

где κ_ξ – коэффициент, учитывающий форму опоры; κ_h – коэффициент, учитывающий влияние глубины h на размыв, определяемый по формуле $\lg \kappa_h = 0,17 - 0,35 \frac{h}{b}$; κ_v – коэффициент, учитывающий влияние ширины опоры b на размыв, определяемый по формуле $\lg \kappa_v = -0,28 \cdot \sqrt[3]{\frac{v^2}{gb}}$; a_v – параметр, зависящий от распределения скоростей на вертикали и равный 0,6-1,0 в зависимости от места опоры в русле; d_{85} – диаметр того зерна, мельче которого в грунте содержится 85% веса грунта.

Формула Ярославцева составлена для случая, когда наносы не поступают в воронку размыва. Этот случай возможен, например, на некоторых пойменных мостах, но для русловых опор, вероятность того, что наносы не будут поступать в воронку размыва, ничтожна.

Недостатком формулы является также обратная связь между глубиной размыва и глубиной потока. При поступлении наносов в воронку $\Delta h = \Delta h_0 + 0,0177 \frac{v - v_0}{w} b$, где Δh_0 – глубина размыва при $v=v_0$, т. е. когда скорость потока v равна неразмывающей скорости v_0 ; w – гидравлическая крупность частиц грунта; b – расчетная ширина опоры, м.

При косом набеге потока вводимая в расчет величина ширины опоры по направлению нормальному к течению воды увеличена и равна

$$b' = b(l - d) \sin \alpha, \quad (5.40)$$

где α – угол отклонения потока от прямого направления; l – длина опоры по направлению поперек моста.

Другой теоретико-экспериментальной расчетной зависимостью для определения глубины воронки местного размыва у опор мостов является формула М. М. Журавлева:

$$\Delta h_{\text{м}} = h_{\text{г}} = 1,1 \cdot \kappa \sqrt{bh_{\text{рм}}} \cdot \left(\frac{v_{\text{рм}}}{v_{\text{г}}} \right)^n \left(\frac{d}{h_{\text{рм}}} \right)^{0,06n}. \quad (5.41)$$

Здесь введена в расчет глубина после общего размыва $h_{\text{рм}}$ и взмучивающая скорость $v_{\text{г}}$, при которой руслоформирующие наносы в воронке размыва переходят во взвешенное состояние $v_{\text{г}} = \sqrt[3]{gh_{\text{рм}}w}$, где w – гидравлическая крупность частичек грунта.

Показатель степени n равен 1 при отношении скоростей >1 и $2/3$ при отношении скоростей ≤ 1 .

Когда русло сложено слоями грунтов различной крупности, а средняя скорость потока у опоры меньше неразмывающей для верхнего слоя, глубину местного размыва определяют по формуле для обнажаемого грунта и

$$\Delta h = \Delta h_{\text{г}} \left(\frac{v - v_{\text{н}}}{v_0 - v_{\text{н}}} \right)^{3/4}, \quad (5.42)$$

где $v_{\text{н}}$ – начальная скорость размыва, см/с и

$$v_{\text{н}} = v_0 \left(\frac{d}{b} \right)^y, \quad (5.43)$$

y – показатель степени, определяемый подбором по формуле

$$\frac{h}{d} = \left(0,3 \frac{1+y}{y} \right)^{1/y}. \quad (5.44)$$

Значения y можно принимать и по табл. 5.4.

Значения показателя y

Таблица 5.4

h/d	y	h/d	y
20	0.198	200	0.152
40	0.181	400	0.143
60	0.173	600	0.139
80	0.167	800	0.137
100	0.163	1000	0.134
		2000	0.124
		и более	

Δh_0 – глубина размыва при $v=v_0$ определяется по формуле

$$\Delta h_0 = \frac{6,2\beta_0 h}{\left(\frac{v_0}{w} \right)^{\beta_0}}, \quad (5.45)$$

где $\beta_0 = 0,18 \left(\frac{b}{h} \right)^{0,867}$.

Значения β_0 , вычисленные по последней формуле в зависимости от $\frac{b}{h}$, приведены в табл. 5.5. v – средняя скорость потока на вертикали перед опорой, v_0 – размывающая скорость для данного грунта, м/с

$$v_0 = \frac{0,4}{\varepsilon} (3,34 + \lg h) \sqrt{0,151 + 0,1 \cdot C_p}, \quad (5.46)$$

где C_p – расчетное сцепление, кПа; $\varepsilon = 1,4$, если в воронку размыва поступают влекомые потоком песчаные наносы, и $\varepsilon = 1$ в противном случае; b – расчетная ширина опоры, м; h – глубина потока перед опорой, м.

Значения показателя β_0

Таблица 5.5

b/h	β_0	b/h	β_0	b/h	β_0
0.04	0.0110	0.40	0.080	2.0	0.330
0.06	0.0156	0.50	0.098	3.0	0.465
0.08	0.0200	0.60	0.115	4.0	0.600
0.10	0.0242	0.80	0.148	5.0	0.720
0.20	0.0450	1.0	0.180		

Среднюю гидравлическую крупность грунта w , состоящего из частиц разной крупности, определяют как средневзвешенную по формуле

$$w = \frac{\sum w_i p_i}{100}, \quad (5.47)$$

где w_i – средняя гидравлическая крупность данной фракции гранулометрического состава грунта, см/с; p_i – весовая доля фракции, %.

Среднюю гидравлическую крупность фракции определяют как среднюю арифметическую гидравлических крупностей частиц, крайних для данной фракции, т. е.

$$w_i = \frac{w_{i,\max} + w_{i,\min}}{2}. \quad (5.48)$$

Приближенно гидравлическую крупность однородного несвязного грунта можно определять по его среднему диаметру d , мм (табл. 5.6).

Значения гидравлической крупности

Таблица 5.6

d , мм	w , см/с						
0,015	0,012	0,15	1,15	1,0	10,67	50,0	78,0
0,020	0,020	0,20	2,71	2,0	19,00		
0,030	0,046	0,30	2,83	3,0	23,25	75,0	95,0
0,040	0,082	0,40	3,95	4,0	26,85		
0,050	0,123	0,50	5,07	5,0	30,00	100,0	110,0
0,060	0,184	0,60	6,19	10,0	42,50	200,0	153,0
0,080	0,328	0,70	7,31	20,0	60,20	300,0	189,0
0,100	0,512	0,80	8,43	30,0	73,60		

Процесс размыва у опор мостов при слоистом строении русла существенно зависит от отношения средней скорости потока к размывающим скоростям для частиц верхнего v_{od} и нижележащего v_{oD} слоев грунта.

Сначала определяют размыв в верхнем слое. Если полученная глубина размыва захватывает второй слой, расчет производят для этого слоя. Заканчивается расчет, если найден слой, в котором размыв прекратится.

Если при расчете размыва для какого-либо слоя глубина размыва оказывается меньше суммы толщин вышележащих слоев, то следует считать, что размыв дойдет до поверхности рассматриваемого слоя.

Если средняя скорость потока у опоры больше неразмывающей для грунтов, залегающих ниже слоя донных наносов и обнажаемых в процессе размыва, то глубину местного размыва определяют по формуле (5.49) для грунта, влекомого потоком, так как в этом случае воронка размыва будет интенсивно заноситься влекомыми наносами

$$h = \left(h_0 + 0,014 \frac{v - v_0}{w} b \right) \cdot M_0 \cdot K_0, \quad (5.49)$$

где M_0 и K_0 – коэффициенты формы опоры и ее косины относительно направления течения.

Если средняя скорость потока у опоры меньше неразмывающей для нижних обнаженных грунтов и больше неразмывающей для частиц верхнего слоя грунта, то следует сделать два расчета и принять меньшую глубину размыва: определить размыв по формуле (5.49) для грунта, влекомого потоком, а также определить размыв для обнажаемого грунта с учетом абразивного действия влекомых наносов. Последний расчет выполняют по формуле

$$\Delta h_{D,d_m} = \Delta h_{0D} \left(\frac{v - v_{HD} \frac{1}{\varepsilon}}{v_{0D} - v_{HD} \frac{1}{\varepsilon}} \right)^{0,75} M_0 K_0, \quad (5.50)$$

где Δh_D , d_m – глубина размыва в обнажаемом грунте со средним диаметром частиц D , при влечении по нему грунта со средним диаметром d ; v_{0D} – неразмывающая скорость для частиц со средним диаметром D при глубине потока h [см. формулу 5.20]; v_{HD} – начальная скорость размыва для частиц со средним диаметром частиц D [см. формулу (5.51)]; ε – коэффициент абразивности [см. формулу (5.52)]; Δh_{0D} – глубина размыва в грунте со средним диаметром частиц D , определяемая по формуле (5.45).

Расчет по формуле (5.50) производят аналогично описанному выше при расчете по формуле (5.42).

Начальную скорость v_{HD} определяют по формуле

$$v_{HD} = v_{0D} \left(\frac{D}{b} \right)^y, \quad (5.51)$$

где v_{0D} – размывающая скорость для крупных частиц диаметром D .

Коэффициент абразивности для несвязных грунтов определяют по формуле

$$\varepsilon = \left(\frac{D}{d} \right)^{\frac{d}{D}}, \quad (5.52)$$

где d – средний диаметр частиц наносов.

При размыве в неоднородных несвязных грунтах различают две стадии. В первой стадии вымываются все грунтовые частицы. Во второй стадии вымываются только мелкие частицы, а крупные отмачивают дно воронки, препятствуя дальнейшему размыву.

К неоднородному относят грунт, для которого справедливо неравенство

$$\frac{D}{d} > 3, \quad (5.53)$$

где d – средний диаметр частиц грунта; D – средний диаметр крупных частиц, образующих отмокту на дне воронки.

Если $v > v_{0D}$ (средняя скорость потока больше неразмывающей скорости для частиц диаметром D), то расчет следует проводить как для однородного грунта.

Достаточным условием однородности грунтов является также неравенство $\frac{D_{\max}}{d} > 3$, где D_{\max} – средний диаметр крупных частиц, которые составляют 2% веса грунта

или самой крупной фракции, если она составляет 2 и более % веса грунта.

Средний диаметр частиц D определяют подбором из уравнения

$$\frac{p}{D^{1,25+y}} = 4,5 \frac{h^{0,25} \sqrt{g}}{b^y q} = R, \quad (5.54)$$

где q – удельный расход воды перед опорой; g – ускорение силы тяжести; y – показатель степени в формуле начальной скорости. В формулу (5.54) все величины следует подставлять в единой системе единиц – в м и с.

Для нахождения D первоначально определяют величину правой части формулы (5.54), равную R . Затем принимают некоторое значение весовой доли p крупных частиц в размываемом грунте; для нее подсчитывают средний диаметр частиц D по формуле

$$D = \frac{\sum d_i p_i}{p} \quad (5.55)$$

По принятым значениям D и p подсчитывают отношение $\frac{p}{D^{1,25+y}}$ и сравнивают его с величиной R . Подбор повторяют до тех пор, пока не будет удовлетворено уравнение (5.54).

Для ускорения расчетов можно пользоваться табл. 5.7, где приведены значения $R_0 = \frac{0,01}{D^{1,25+y}}$ в метровом измерении в зависимости от D и y . Значение R определяют как $R = pR_0$, где p – в %.

Если расчетом получено p менее 2%, глубину размыва определяют по формулам для однородного несвязного грунта.

Если грунт содержит не менее 2% крупных включений, или самая крупная фракция грунта со средним диаметром частиц D_{max} удовлетворяет неравенству

$$\frac{p}{D^{1,25+y}} \geq R, \quad (5.56)$$

то в расчет принимают значения p и D этих включений или самой крупной фракции.

Соотношения значений D и y

Таблица 5.7

D, мм	y			D, мм	y		
	0,125	0,15	0,20		0,125	0,15	0,20
	R ₀				R ₀		
3	30.0	35.0	47.0	40	0.85	0.95	1.10
4	20.0	24.0	32.0	60	0.50	0.55	0.60
6	11.0	13.0	17.0	80	0.33	0.36	0.40
8	7.5	9.0	11.0	100	0.25	0.27	0.29
10	5.6	6.5	8.0	200	0.008	0.010	0.011
20	2.3	2.6	3.0				

Глубину местного размыва при разнозернистом грунте находят по формуле

$$\Delta h = \left[\left(\frac{q}{v_{HD}} \varepsilon - h \right) + \frac{D}{p} m_0 \right] M_0 K_0, \quad (5.57)$$

где v_{HD} – начальная скорость для отмащивающих дно воронки фракций, определяемая по формуле (5.51); ε – коэффициент абразивности, определяемый по формуле (5.52), в которой принимают вместо d средний диаметр мелких фракции грунта d_m , определяемый по формуле

$$d_m = \frac{d - pD}{1 - p}; \quad (5.58)$$

m_0 определяют по формуле

$$m_0 = 0,852 - \left[\frac{\frac{q}{v_{HD}} \varepsilon - h}{z} \right], \quad (5.59)$$

где z – величина, определяемая по формуле

$$z = 0,85 \frac{D}{p}. \quad (5.60)$$

При $\frac{q}{v_{HD}} \varepsilon - h \geq z$ принимают $m_0 = 0,85$.

Если в формуле (5.57) $\frac{q}{v_{HD}} \varepsilon \leq h$, глубину местного размыва определяют по формуле

$$\Delta h = \frac{D}{p} m_0 \cdot M_0 \cdot K_0. \quad (5.61)$$

Результат расчета, полученный по формуле (5.57) или (5.61), рекомендуется проверять по формуле (5.49), когда в воронку поступают наносы, или по формуле (5.42) для грунтов со средним диаметром частиц, равным d_m . За расчетную принимают меньшую из глубин, полученных по соответствующим двум сопоставленным формулам.

Такое сопоставление необходимо в связи с тем, что глубина размыва не может быть больше, чем вычисленная для грунта, влекомого потоком, в предположении, что этот грунт образует всю размываемую толщу. Кроме того, при малом содержании отмащивающих частиц возможен случай, когда мелкая часть размываемого грунта средним диаметром d_m перестанет выноситься из воронки до того, как образуется отмостка. В этом случае глубина воронки определяется для мелкой части размываемого грунта без движения наносов.

Глубину размыва в связном грунте определяют по формуле (5.42). Когда поток влечет несвязные наносы, глубину размыва определяют по формуле (5.49) для влекомого грунта и по формуле (5.61) для связного грунта. К расчету принимают меньшее значение. В приведенных формулах ширина опоры b , если она имеет фундамент шириной b_ϕ и высотой над уровнем дна c , определяется по формуле

$$b = b_m + (b_\phi + b_m) \frac{c}{h}, \quad (5.62)$$

где b_m – ширина тела опоры.

За расчетную ширину для опоры на сваях или оболочках принимают ширину сваи или оболочки.

Значения коэффициентов формы опор M_0 принимают (рис. 5.15) по табл. 5.8

Значения коэффициентов формы опор

Таблица 5.8

№ рис.	M_0	№ рис.	M_0	№ рис.	M_0
5.15 а при c/h		5.15, б	1,24	5.15, е	1,0
0	0,85	5.15, в	0,85	5.15, ж	1,46
0,2	0,99	5.15, г	1,24	5.15, з, и	по формуле (5.63)
0,4	1,15	5.15, д			
0,6	1,21	при β° :			
0,8	1,24	120	1,22		
1,0	1,24	90	1,00		
		60	0,73		

Коэффициент формы для опоры на столбчатом фундаменте определяют по формуле

$$M_0 = M M_{2c} \eta_0 M_{nr}, \quad (5.63)$$

где M – коэффициент формы отдельной сваи, который определяют по рис. 5.15, г, е, ж и табл. 5.8.

Величины M_{2c} и η_0 определяют по формулам:

$$M_{2c} = 0,56 \left(\frac{hv}{s\sqrt{gd}} \right)^{0,25}; \quad (5.64)$$

$$\eta_0 = \frac{s + 2a}{a(n+1) + \sum s} n, \quad (5.65)$$

где s – расстояние в свету между сваями по фасаду моста; a – ширина сваи или сваи оболочки; n – число просветов между сваями.

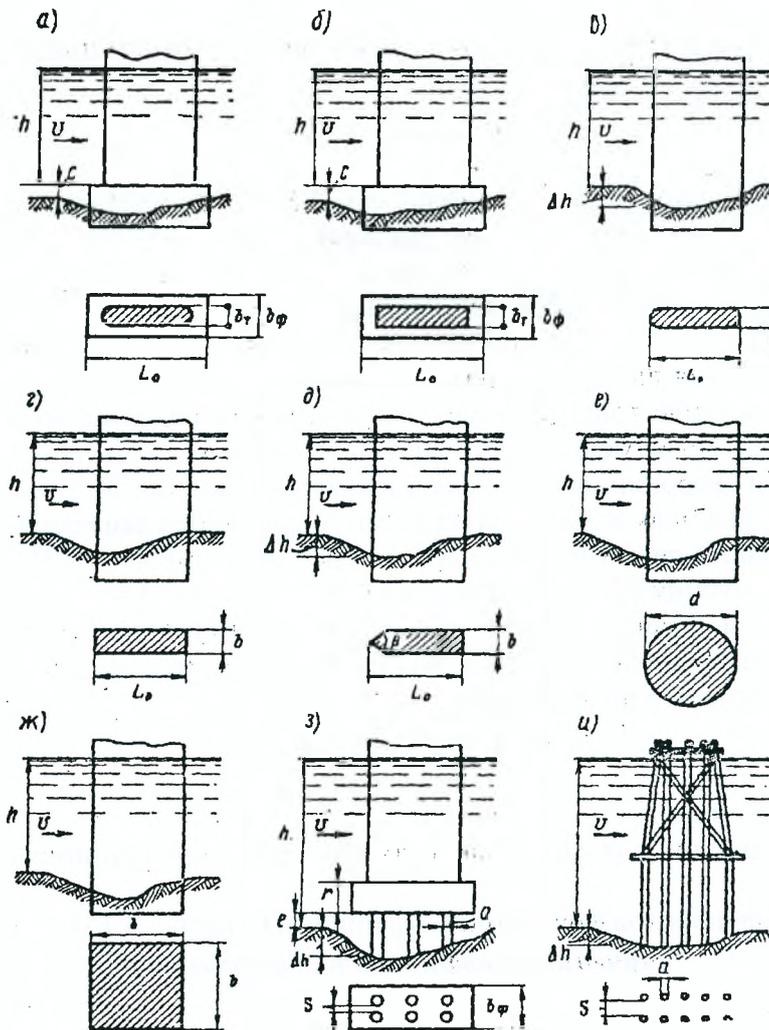


Рис. 5.15. Схемы форм опор

При $M_{2c} < 1$ принимают $M_{2c} = \eta_0 = 1$; M_{nl} определяют по формуле

$$M_{nl} = 1,1 \left(1 + \frac{r}{h+e} \right), \quad (5.66)$$

где r – толщина плиты фундамента; e – расстояние от низа плиты до дна.

В формуле (5.66) значение e следует считать отрицательным, если нижняя плоскость плиты фундамента заглублена ниже расчетной поверхности дна.

При неравномерных просветах между сваями (по фасаду) в формуле (5.64) – в знаменателе и в формуле (5.65) – в числителе ставится меньшее значение s .

Коэффициент косины K_0 определяют по формуле

$$K_0 = 1 + \left[1,22 - \frac{1,12}{\sqrt{\left(\frac{h}{b} + 0,75 \right)^3}} \right] f, \quad (5.67)$$

где f – коэффициент, значения которого принимают по графику (рис. 5.16) в зависимости от отношения $\frac{L_0}{b}$ (длины опоры L_0 к её ширине b) и угла косины a° между продольной осью опоры и направлением набегающего потока. При $a^\circ \leq 10^\circ$ коэффициент $K_0 = 1$.

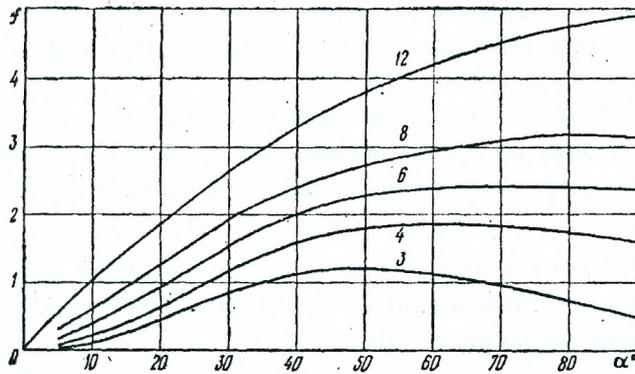


Рис. 5.16. Зависимость коэффициента f от угла косины α° (цифрами на кривых указаны значения $\frac{L_0}{b}$)

При определении коэффициента K_0 для опор на столбчатых фундаментах в качестве ширины в формулу (5.67) подставляют

$$b = b_m + (b_\phi - b_m) \frac{c}{p - e}, \quad (5.68)$$

где b_m – ширина тела опоры; b_ϕ – ширина плиты фундамента; c – см. рис. 5.15, б; e – см. рис. 5.15, в, при $e < 0$ принимают $e = 0$.

Длину опоры L_0 необходимую для определения f в формуле (5.67) вычисляют по формуле

$$L_0 = L_m + (L_\phi + L_m) \frac{c}{p - e}, \quad (5.69)$$

где L_m – длина тела опоры; L_ϕ – длина фундамента опоры.

Для уточнения результатов расчетов местных размывов у опор мостов желателен сбор натуральных данных о размывах. На основании этих данных вводят поправочный коэффициент к результатам расчетов.

При сборе натуральных данных следует выбирать неукрепленные опоры.

Измеренная в натуре воронка местного размыва у опоры должна быть связана с параметрами потока. При этом возможны случаи, когда в размытую в паводок воронку размыва на момент обследования еще не поступили наносы полностью, чтобы размеры воронки соответствовали наличным параметрам потока. Тогда размеры воронки будут преувеличенными.

5.7. Назначение расчетной отметки размытого дна и необходимых отверстий мостов

Отверстием моста в свету L_{cv} называется расстояние между передними гранями устоев (или между откосами конусов при обсыпных устоях), определяемое по продольной оси моста на расчетном уровне воды за вычетом суммарной ширины промежуточных опор.

Наиболее низкую отметку размытого дна в русле под мостом находят с учетом различных видов размыва по формуле

$$\nabla_{н.р.д.} = \nabla_{ПУВВ} - h_{max} - H_e - H_{расч}, \quad (5.70)$$

где h_{max} – максимальная глубина воды в отверстии моста при РУВВ; $H_{расч}$ – расчетный слой размыва;

$$H_e = h_{наиб} - h_{max}, \quad (5.71)$$

$h_{наиб}$ – наибольшая глубина воды при расчетном уровне высоких вод (РУВВ) на участке реки, прилегающем к переходу. Если же $h_{наиб} \leq h_{max}$, $H_e = 0$.

В случаях, когда в отверстие моста на равнинной реке входит длинный пойменный участок и расчетом общего размыва установлено, что он не объединяется с руслом, допустимо для пойменных опор определять расчетную отметку размытого дна по формуле

$$\nabla_{р.д.(n)} = \nabla_{ПУВВ} - h_n - H_{расч(n)}, \quad (5.72)$$

где h_n – наибольшая глубина воды на пойменном участке отверстия до размыва при РУВВ; $H_{расч(n)}$ – слой размыва дна на пойменной части отверстия.

Однако допустимые предельные размывы не могут быть назначены в отрыве от системы и конструкции оснований и фундаментов опор моста. При определении этих допустимых размывов могут встретиться следующие случаи.

1. Если глубина заложения подошвы фундамента назначается по глубине залегания прочных пород, используемых в качестве основания (рис. 5.17, а), то предельная допустимая максимальная глубина после размыва в русле $h_{р.м.мах}$ оказывается равной

$$h_{р.м.мах} = h_{геол} - \Phi - \Delta, \quad (5.73)$$

где $h_{геол}$ – глубина залегания плотного пласта, отсчитываемая от расчетного уровня воды; Δ – ожидаемая погрешность определения $h_{р.м.мах}$; Φ – обязательная заделка фундамента в грунт, определяемая статическим расчетом.

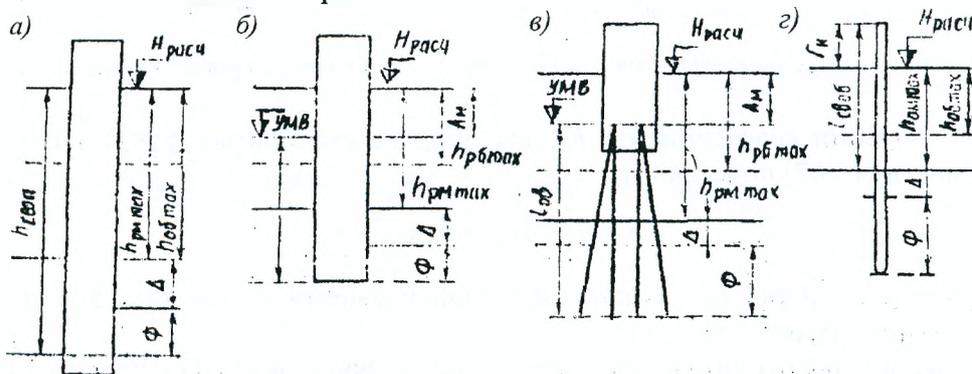


Рис. 5.17. Схемы к определению допустимой глубины размыва

Необходимость введения гарантийной добавки Δ обоснована ранее.

Очевидно, что заглубление фундамента в грунт не должно быть меньше глубины воронки местного размыва $h_в$, т. е. $\Phi \geq h_в$. Погрешность расчета $h_{р.м.мах}$ по формуле (5.73) определяется точностью исходных данных.

При морфометрической основе проекта можно полагать $\Delta = 0,15h_{р.м.мах}$ и только при гидрометрической основе $\Delta = 0$.

Вводя в расчёт относительную погрешность, получим окончательно

$$h_{р.м.мах} = \frac{h_{геол} - \Phi}{1 + \frac{\Delta}{h_{р.м.мах}}}. \quad (5.74)$$

2. Если фундамент опоры мелкого заложения строится в открытом котловане (рис. 5.17, б), глубина которого ограничена по водоотливу, длине шпунта и т. д., то, используя прежние обозначения и отсчитывая глубину котлована от межени, получим

$$h_{р.м.мах} = \frac{h_{котл} + A_m - \Phi}{1 + \frac{\Delta}{h_{р.м.мах}}}, \quad (5.75)$$

где A_m – амплитуда изменения уровней от УМВ до $H_{расч}$.

3. Для опор на высоких свайных ростверках (рис. 5.17, в) допустимая глубина после размыва определяется длиной сваи $l_{сваи}$ и необходимой заделкой их в грунт Φ

$$h_{р.м.мах} = \frac{l_{сваи} + A_m - \Phi}{1 + \frac{\Delta}{h_{р.м.мах}}}. \quad (5.76)$$

4. Аналогичным путем определяется допустимая глубина после размыва для мостов на типовых свайных опорах, где нормируется свободная длина сваи выше точки заделки $l_{своб}$. Очевидно, в этом случае необходимо учесть и надводный габарит Γ_n (рис. 5.17, г). Тогда

$$h_{р.м.мах} = \frac{l_{своб} - \Gamma_n}{1 + \frac{\Delta}{h_{р.м.мах}}}. \quad (5.77)$$

Пользуясь приведенными здесь схемами и формулами, можно для проектируемых опор назначить допустимую глубину размыва, а затем определить необходимое отверстие моста (т.е. допустимую степень стеснения водотока подходами к мосту), или проверить применимость той или иной конструкции фундамента (или длины свай) для моста желательной длины. При этом рекомендуется учитывать те пределы, которые, как правило, не должны быть нарушены (если желательность отказа от норм не доказывается экономическим расчетом). По СНиП 2.05.03-84 нормируется ограничение приращения площади поперечного сечения потока под мостом в связи с размывом и срезкой: для несудоходных рек— 100%, для судоходных—50–55%. Если мост перекрывает только русло реки, то эти нормы совпадают с допустимым увеличением глубин:

$$\begin{aligned} \text{для несудоходных рек} & h_{рм.мах} = 2h_{рб.мах}, \\ \text{для судоходных} & h_{рм.мах} = (1,5 \div 1,55) h_{рб.мах}. \end{aligned} \quad (5.77a)$$

Если мост перекрывает не только русло, но и пойменный участок отверстия моста, сохраняющийся в процессе эксплуатации моста, то глубины в русле после размыва могут быть допущены несколько большими:

для несудоходных рек

$$h_{рм.мах} = \left(2 + \frac{\omega_{нм}}{\omega_{рб}} \right) h_{рб.мах}, \quad (5.78)$$

для судоходных рек

$$h_{рм.мах} = \left(1,5 + \frac{\omega_{нм}}{\omega_{рб}} \right) h_{рб.мах}, \quad (5.79)$$

где $\omega_{рб}$, $\omega_{нм}$ — площади сечения потока в бытовом состоянии в русле и на пойменном участке отверстия моста.

Аналогично могут быть выведены и предельные глубины в уширенных руслах под мостами: эти глубины (при ограничении увеличения площади сечения) оказываются заметно меньшими, чем при перекрытии мостом только одного не уширяемого русла. В этом случае

$$h_{рм.мах} = kh_{рб.мах} \left[\frac{h_{нб}}{h_{рб}} + \frac{B_{рб}}{B_{рм}} \cdot \left(1 - \frac{h_{нб}}{h_{рб}} \right) \right], \quad (5.80)$$

где $k = 1,5 \div 2$ — в зависимости от наличия или отсутствия судоходства на реке; $h_{рб}$ и $h_{нб}$ — средние бытовые глубины в русле и на пойменном участке отверстия моста; $B_{рб}$ и $B_{рм}$ — бытовая и увеличенная ширина русла под мостом.

Например, при $h_{нб} = 0,35h_{рб}$, $B_{рм} = 2B_{рб}$ оказывается, что предельная глубина $h_{рб.мах} = (1 \div 1,35) h_{рб.мах}$.

Очевидно, что эти предельные величины глубин не всегда могут быть достигнуты по техническим причинам осложнения строительства фундаментов опор. Одновременно не следует рассматривать эти величины как безусловно предельные, если будет доказано, что большие глубины размыва технически безопасны и экономически эффективны. Особенно это касается мостов с уширенными подмостовыми руслами.

Расчет отверстий мостов легко выполняется по формулам для нижнего предела размыва. Этот расчет является окончательным для проектирования основания и фундаментов опор моста в случаях, когда верхний и нижний пределы возможного размыва совпадают или мало разнятся. Если при установлении верхнего предела размыва, вызываемого проходом расчетного паводка по неразмытому дну окажется, что различие между двумя глубинами более 15%, следует провести расчет размыва, вызываемого длительной серией паводков, или определить гипотетический размыв.

Таким расчетом и устанавливается окончательное значение глубины размыва в этих конкретных условиях, по которому проектируются основания и фундаменты опор моста.

В практике проектирования мостовых переходов наиболее часто встречаются следующие случаи расчета отверстий мостов.

• **Мост наименьшей длины.** Зная, что сокращение отверстия моста экономически выгодно (см. рис. 5.1), можно определить по формуле (5.27) глубину после размыва под мостом

наименьшей допустимой длины, равной бытовой ширине русла $L=B_{pb}$. В этом частном случае (рис. 5.18) $B_{pm} = B_{pb}(1-\lambda)$ в связи со стеснением потока опорами моста и, следовательно,

$$h_{pm,max} = h_{pb,max} \left(\frac{Q}{Q_{pb}} \right)^{8/9} \left[\frac{B_{pb}}{B_{pb}(1-\lambda)} \right]^{2/3}, \quad (5.81)$$

так как в русле под мостом будет проходить полный расход водотока Q вместо проходившего в бытовых условиях Q_{pb}

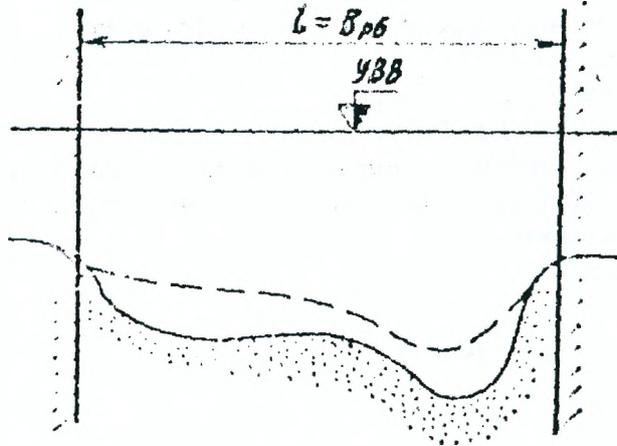


Рис. 5.18. Расчетная схема для моста, перекрывающего только русло реки

Определение отношения двух расходов морфометрическим расчетом было рассмотрено ранее. Под коэффициентом λ здесь понимается отношение ширины опоры b к величине пролета l . Очевидно, что на ширине $l=b$ движение воды и наносов не происходит.

Полученную по расчету глубину следует сопоставить с приведёнными выше ограничениями по СНиП 2.05.03-84 и глубинами размывов, допускаемыми фундаментами и основаниями, желательными в данных геологических и производственных условиях.

• **Мост с уширенным руслом.** Уширение русла под мостом (рис. 5.19,а), как уже отмечалось выше, приводит к заметному уменьшению глубин после размыва. Однако необходимо учитывать, что искусственное уширение русла сохраняется и эффективно только при условии, что пойма затопляется часто, а погонный расход пойменных вод не превышает некоторой доли погонного руслового расхода. Поэтому уширение русла (срезку пойменных берегов) следует применять только при частоте затопления пойм не реже чем 3 раза в четыре года ($ВП \geq 75\%$) и пойменных элементарных расходах не больше указанных в табл. 5.9. Фактическую частоту затопления устанавливают анализом многолетнего ряда наивысших годовых уровней воды в реке. Для этой цели удобно использовать клетчатку вероятностей, на которую наносится горизонталь пая прямая на отметке пойм. Точка пересечения этой прямой с эмпирической кривой $H=f(ВП)$ соответствует вероятности затопления пойм.

Расчетные значения элементарных расходов

Таблица 5.9

$N=B_{pm}/B_{pb}$	$\frac{\beta_n \cdot q_{nb}}{\beta_p \cdot q_{pb}}$	q_{nb}/q_{pb} при $\beta_p=0,9\beta_n$
1	0,75/0,75	0,67/0,67
2	0,68/0,60	0,61/0,51
3	0,64/0,50	0,57/0,45
4	0,61/0,43	0,55/0,39
5	0,59/0,38	0,53/0,34
10	0,54/0,30	0,46/0,27
∞	0,00/0,00	0,00/0,00

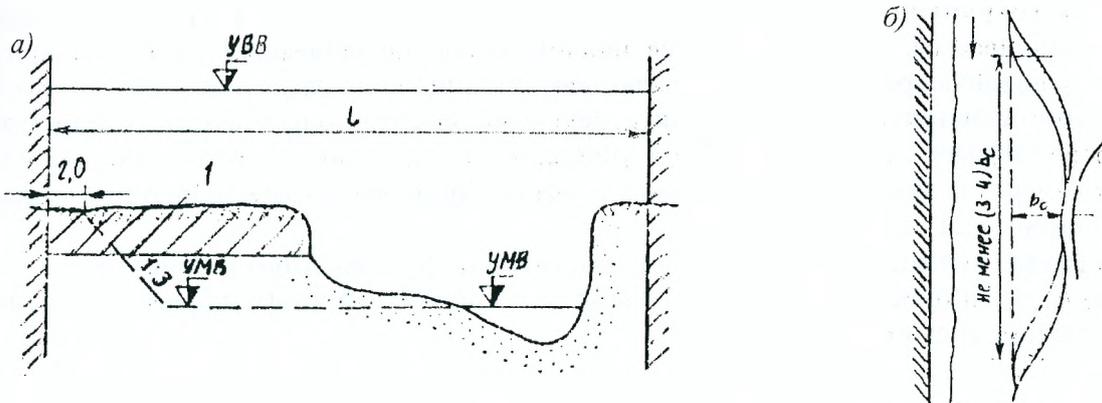


Рис. 5.19. Очертание срезки: а – в разрезе; б – в плане; 1 – наилок поймы

Для моста с наибольшим возможным уширением русла, т. е. при $B_{pм} = L(1 - \lambda)$ и при $Q_{pм} = Q$ можно найти глубину после размыва при заданном отверстии моста

$$h_{pм. max} = h_{pб. max} \left(\frac{Q}{Q_{pб}} \right)^{8/9} \left(\frac{B_{pб}}{L(1 - \lambda)} \right)^{2/3}, \quad (5.82)$$

или непосредственно необходимое отверстие моста по заданной глубине после размыва

$$L = \frac{B_{pб}}{1 - \lambda} \left(\frac{Q}{Q_{pб}} \right)^{4/3} \left(\frac{h_{pб. max}}{h_{pм. max}} \right)^{3/2}. \quad (5.83)$$

Глубину, определяемую формулой (5.82), следует затем сопоставить с допустимой по формуле (5.80).

Обычные размеры и очертания срезки (уширения русла) в поперечном сечении и в плане показаны на рис. 5.19, б. Особое внимание должно быть обращено на полное удаление пойменного наилка, после чего водный поток будет легко размывать вскрытый срезкой аллювий и наносы будут двигаться по всему уширенному руслу под мостом.

Глубины после размыва, зависящие от принятых величин отверстия моста, можно изобразить в виде графика (рис. 5.20), который строится в пределах от $L_{min} = B_{pб}$, когда $h_{pм. max}$ определяется формулой (5.81), до L_{max} при $h_{pм. max} = h_{pб. max}$, когда размыв в глубину отсутствует. При этом

$$L_{max} = \frac{B_{pб}}{1 - \lambda} \left(\frac{Q}{Q_{pб}} \right)^{4/3}, \quad (5.83a)$$

при уширении русла, и $L_{max} = B_{разл}$ при неуширенном русле.

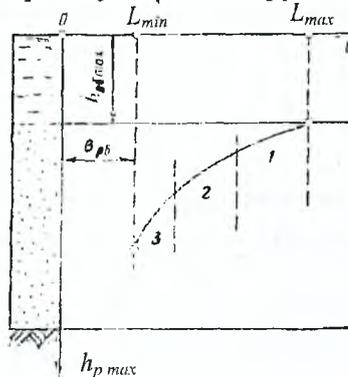


Рис. 5.20. Кривые связи глубины в русле после размыва с величиной отверстия моста

Этот график удобен для того, чтобы принять решение по выбору типа оснований и фундаментов (и соответствующих им длин моста), рациональных для рассматриваемого перехода. Для примера на рис. 5.20 приведено разделение всего диапазона вариантов длин моста на три зоны, где возможно применение фундаментов, например, на естественном основании 1, на свайных ростверках 2 и на глубоких опускных колодцах 3.

• **Мост с сохранением пойменного участка отверстия.** При редкой затопляемости пойм срезка заиливается, вновь образуется наилок, и восстанавливается бытовая ширина русла, поэтому вводить срезку в расчет опасно, так как к проходу расчетного паводка русло вновь будет иметь бытовую ширину. Если перекрытие мостом только русла недопустимо (глубины после размыва слишком велики), а уширение его невозможно, то считают пойменный участок отверстия моста сохраняющимся и размыв развивающимся только на бытовой ширине русла (рис. 5.21,а).

В этом случае задают желательную (по конструкции фундаментов) глубину после размыва в русле $h_{рм\ max}$ и определяют из формулы (5.81) допустимый коэффициент увеличения расхода в русле под мостом, зная, что

$$\beta_p = \frac{Q_{рм}}{Q_{рб}} = (1 - \lambda)^{3/4} \left(\frac{h_{рм\ max}}{h_{рб\ max}} \right)^{9/8} \quad (5.84)$$

Затем, вычисляя по формуле (5.5) характеристику мостового перехода $F(\eta; a)$, находят обязательный коэффициент возрастания расхода на пойменном участке отверстия моста $\beta_M > \beta_p$ и общий коэффициент стеснения водотока β , для чего пользуются формулами (5.2) и (5.6).

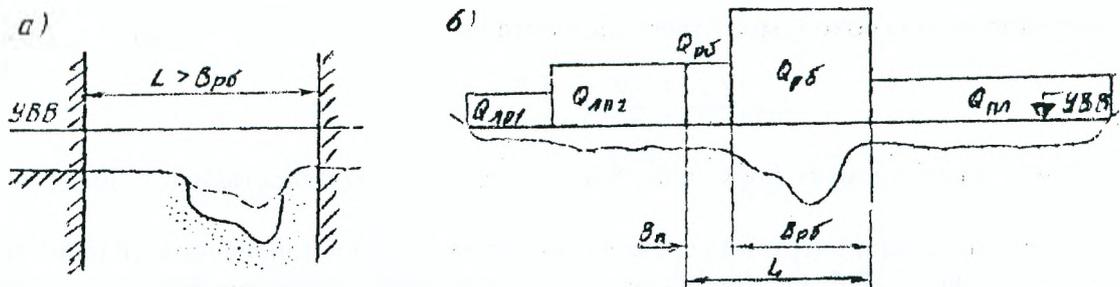


Рис. 5.21. Схема определения ширины пойменного участка отверстия моста: разделение отверстий моста на два участка (а); эпюра элементарных расходов воды (б)

Зная, что

$$\beta = \frac{Q}{Q_{рб} + Q_{нмб}} \quad \text{и} \quad Q_{нмб} = \frac{Q}{\beta} - Q_{рб}, \quad (5.85)$$

по эпюре элементарных расходов определяют длину пойменного участка отверстий моста B_n или непосредственно длину моста L . Для простоты (рис. 5.21, б) эпюру можно строить по участкам равной шероховатости в виде прямоугольников. При двух поймах пойменный участок отверстия моста надо располагать от русла в сторону более сильно работающей поймы. Размыв на пойме под мостом рассчитывают по формуле (5.42).

Иногда этот расчет ведут исходя из заданной скорости течения на пойменном участке (для обеспечения сохранности наилка), т. е. задают величину $V_{нер}$, а рассчитывают β_n и β_p .

При выравнивании коэффициентов увеличения расхода воды на разных участках отверстия моста, т. е. при $\beta_p \approx \beta_n \approx \beta$ и почти постоянной глубине воды на пойме, расчет сводится к использованию сначала формулы (5.84) для определения β , а затем к непосредственному расчету необходимой ширины пойменного участка отверстия моста β_n по формуле

$$B_n = B_{поймы} \left[\frac{1}{\beta} - \left(1 - \frac{1}{\beta} \right) \frac{Q_{рб}}{Q} \cdot \frac{Q}{Q_{поймы}} \right]. \quad (5.86)$$

Входящие в эту формулу отношения расходов $\frac{Q_{рб}}{Q}$ и $\frac{Q_{поймы}}{Q}$ определяются по формулам (5.87) и (5.88)

$$\frac{Q_{рб}}{Q} = \frac{\omega_p C_p \sqrt{h_p}}{\omega_p C_p \sqrt{h_p} + \sum \omega_n C_n \sqrt{h_n}} \quad (5.87)$$

и пойменного

$$\frac{Q_{\text{поймы}}}{Q} = 1 - \frac{Q_{\text{рб}}}{Q}, \quad (5.88)$$

где ω – площадь поперечного сечения; h – средняя глубина; C – коэффициент Шези, обычно выражаемый по формуле Маннинга $C = \frac{h^{1/16}}{n_{ш}}$.

Величины коэффициентов шероховатости русел и пойм $n_{ш}$ и коэффициентов гладкости $m_r=1/n_{ш}$ приведены в табл. 5.10.

Величины коэффициентов шероховатости

Таблица 5.10

Морфологические признаки	Коэффициент шероховатости			
	$n_{ш}$			
	наименьший	наибольший	средний	$m_r = \frac{1}{n_{ш}}$
Русла земляные ровные полугорных рек. Незаросшие поймы	0,025	0,015	0,035	30
Русла земляные извилистые галечно-валунные. Суходолы ровные. Поймы, заросшие на 10%.	0,035	0,050	0,040	25
Русла земляные очень извилистые. Поймы, заросшие на 20%	0,010	0,065	0,050	20
Поймы, заросшие на 50%	0,050	0,100	0,050	15
--//-- 70%	0,065	0,170	0,100	10
--//-- 100%	0,120	-	0,200	5

• **Мост через блуждающую реку.** Блуждающие реки, протекающие по конусам выноса, не имеют пойм. Ширина их русел во многих случаях излишне велика. Образование таких уширенных участков русел объясняется размывом берегов при половодьях в связи с тем, что скорости течения блуждающих рек высокие и превышают размывающие для руслоформирующих наносов, а берега таких рек сложены именно этими наносами, принесенными водой сверху по течению.

Быстрое разрушение берегов уширяющегося русла и вынос продуктов размыва вниз по течению не сопровождаются немедленной задержкой наносов, поступающих сверху по течению. Поэтому уровень дна уширенного участка оказывается практически таким же, каким был до разрушения берегов. В связи с тем, что уровень воды на участке местного уширения определяется уровнями на сопредельных с ним участках русла, уширенные створы блуждающей реки характеризуются почти постоянными средними глубинами. Максимальные глубины на этих участках самые разнообразные, установившиеся при размыве берегов разной плотности в местах местной концентрации водных струй, определяемой расположением скоплений наносов в русле реки.

При значительном сужении и ограничении ширины русла неразрываемыми берегами средняя глубина потока устанавливается соответственно транзиту воды и наносов. Так как в этих случаях ширина реки не превышает необходимую для транспортирования воды и наносов, то блуждание реки на таких узких участках прекращается и максимальная глубина находится в определенном соотношении со средней в связи с неразрываемостью берегов. Уклоны реки на узких участках обычно несколько отличаются от уклонов, свойственных более широким сечениям потока (рис. 5.22).

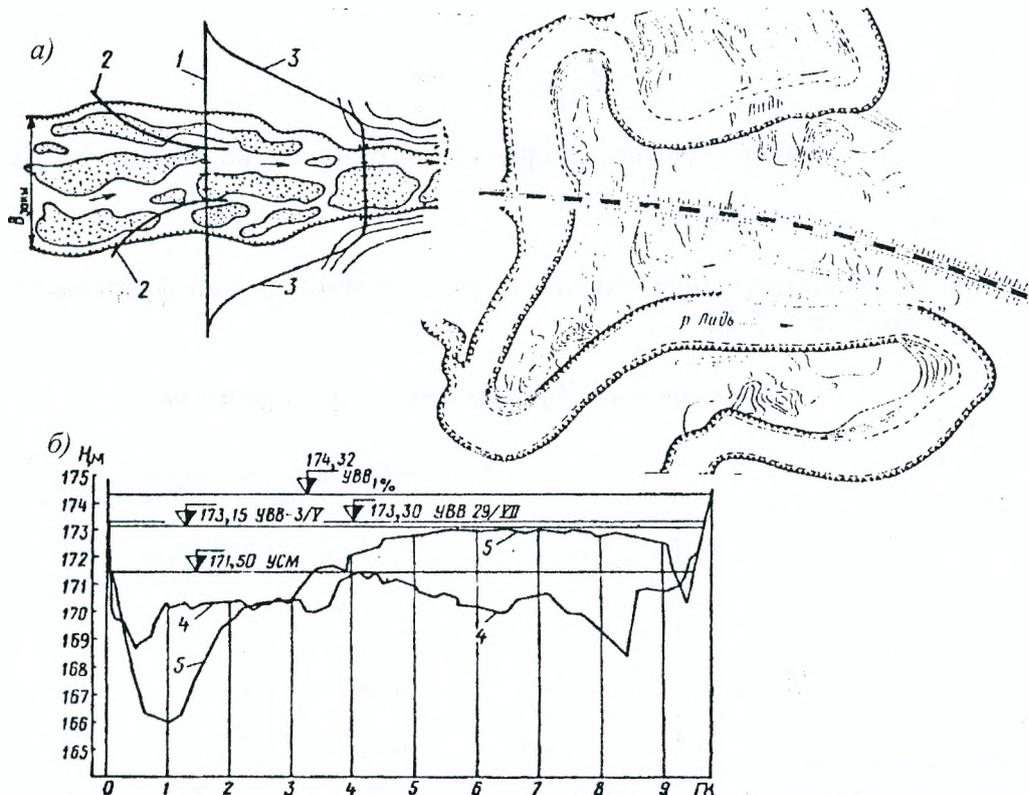


Рис. 5.22. Переход через реку с блуждающим руслом: а – план; б – совмещенные профили живых сечений; 1 – трасса перехода, стесняющего зону блуждания; 2 – струнаправляющие дамбы; 3 – переход, не стесняющий зону блуждания; 4 – живое сечение на 3/V-97 г.; 5 – то же, на 29/VII-97 г.

Закономерное изменение глубин по участкам блуждающей реки с различной шириной (рис. 5.23) может быть охарактеризовано одной особой точкой, которой соответствует некоторая ширина B_0 . Геометрические и гидравлические характеристики сечения с шириной B_0 отвечают расходу наносов G , расходу воды Q и уклону русла I , свойственным данному участку конуса выноса. Протекание реки в поперечном сечении такой ширины не сопровождается блужданием, и ему соответствует наименьшая из максимальных глубин по створам реки.

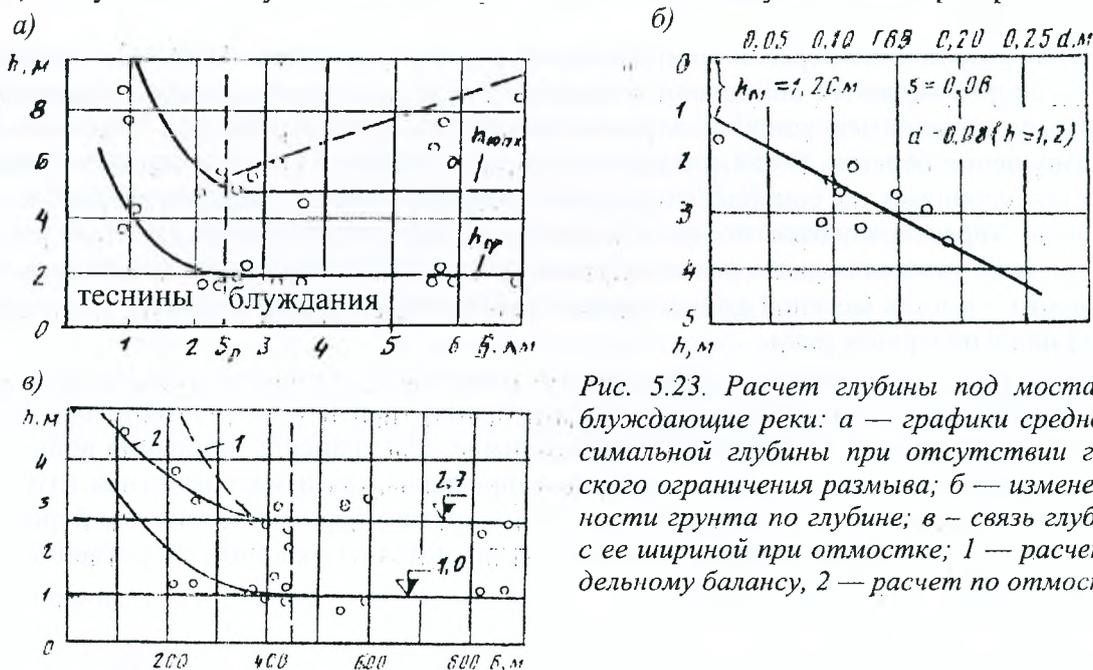


Рис. 5.23. Расчет глубины под мостами через блуждающие реки: а — графики средней и максимальной глубины при отсутствии геологического ограничения размыва; б — изменение крупности грунта по глубине; в — связь глубины реки с ее шириной при отмошке; 1 — расчет по предельному балансу, 2 — расчет по отмошке

Графики, аналогичные рис. 5.23, могут быть построены для любой блуждающей реки. Для этого необходимо использовать данные лишь о створах, находящихся в однообразных условиях, иначе говоря, расположенных на ограниченной по длине части конуса выноса, ко-

торым соответствуют примерно равные максимальные расходы воды и наносов и уклон. Объединение в одном графике данных о сечениях, расположенных на гидрологически и топографически неоднородных участках, недопустимо.

При помощи построения графика средних и максимальных глубин все участки реки разной ширины, охватываемые графиком, можно разбить на две группы: участки шириной $B \leq B_0$ – теснины с неразмываемыми берегами, и участки блуждания шириной $B > B_0$.

Анализируя этот график, можно сделать вывод, что устройство моста, отверстие которого $L > B_0$, не имеет смысла, так как это влечет за собой появление больших глубин под мостом. Следовательно, увеличение длины моста по сравнению с шириной B_0 не приводит к уменьшению глубины заложения фундаментов опор моста.

При назначении отверстия моста $L = B_0$ глубины под мостом оказываются наименьшими возможными.

Дальнейшее сокращение отверстия моста до $L < B_0$ снова увеличивает глубину, но не вследствие блуждания реки и размыва ей своих неустойчивых берегов, а в связи с необходимостью транзита воды и наносов в суженном поперечном сечении. Глубины потока как средние, так и максимальные в сечениях шириной $L < B_0$ подчиняются уравнению баланса и соответствуют транзиту воды и наносов в размерах Q и G по всей ширине русла без образования нерабочих зон.

Ширина B_0 не является постоянной, а меняется вдоль реки, при этом:

- ширина B_0 плавно возрастает с ростом площади бассейна реки, если поступление воды в русло возможно;
- в местах ниже впадения боковых притоков происходит резкое (рывком) увеличение характерной ширины B_0 ;
- на транзитных участках русла, лишенных боковой приточности, ширина B_0 постепенно и плавно уменьшается.

Если при помощи графика, аналогичного рис. 5.23, будет установлена для участка реки ширина B_0 , то расчет глубины в сжатом сечении реки может быть выполнен по уравнению

$$h_{рм.маx} = \frac{h_{рб.маx0}}{(1 - \lambda)^{2/3}} \left(\frac{B_0}{L} \right)^{2/3}, \quad (5.89)$$

так как для беспойменных рек $Q_{рб} = Q_{рм} = Q$.

График зависимости $h = f(B)$ позволяет контролировать результаты расчета, выполняемого по уравнению (5.89). Для этого он должен быть построен с использованием возможно большего числа данных о сжатых створах в теснинах или под мостами. Эти линии можно построить по теоретическому расчету только для участков шириной $B < B_0$.

Задавая желательную глубину размыва, соответствующую принятому типу фундаментов, можно найти необходимое отверстие моста

$$L = \frac{B_0}{1 - \lambda} \left(\frac{h_{рб.маx0}}{h_{рм.маx}} \right). \quad (5.90)$$

Максимальный размыв под мостами через блуждающие реки, как и для мостов через равнинные реки, может быть ограничен по геологическим условиям.

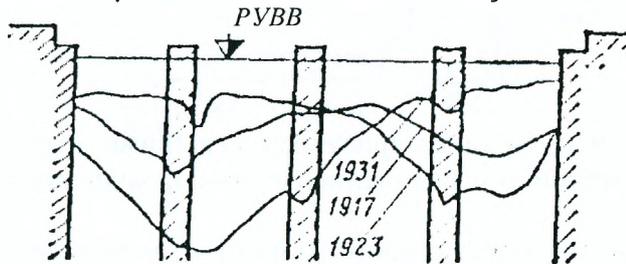


Рис. 5.24. Перемещение наибольшей глубины по створу моста через блуждающую реку

Для блуждающих рек расчет верхнего предела глубины размыва не является необходимым в связи с большой длительностью пика паводка в низовьях рек, за время которого достигается нижний предел размыва.

Перемещение наибольшей глубины по створу моста показано на рис. 5.24.

На блуждающих реках без определенно выраженного главного русла для ориентировочных соображений при сопоставлении вариантов переходов используют формулу

$$l_n = (1,5 \div 2,5)B_{уст}, \quad (5.91)$$

где $B_{уст}$ – ширина устойчивого русла, подсчитанная по формуле

$$B_{уст} = A \frac{Q_{рус}^{0.5}}{i^{0.2}}, \quad (5.92)$$

$Q_{рус}$ – руслоформирующий расход вероятностью превышения 5%; i – продольный уклон.

Коэффициент A принимают по табл. 5.11.

В формуле (5.91) нижний предел принимают для больших рек с малыми уклонами, верхний – для бурных горных рек и блуждающих рек в неустойчивых берегах.

Значение коэффициента A

Таблица 5.11

Характеристика участка реки	Неразрываемые берега	Размываемые берега	Характеристика участка реки	Неразрываемые берега	Размываемые берега
Горный (русло сложено из обломков скал, булыжника и крупной гальки)	0,7	0,9	Равнинный (русло сложено из мелкого гравия и разнозернистого песка)	1,0	1,1
			Нижнее течение (русло сложено из мелких наносов): а) берега из суглинка б) берега из песка и супеси	1,1	1,3
Предгорный (русло сложено из гальки, гравия и песка)	0,9	1,0		1,3	1,7

• **Ограничение размыва в русле по геологическим условиям.** Ограничение глубины размыва в русле по геологическим условиям можно рассчитать как аналитическим путем, так и графоаналитическим. Однако вместо сравнения фактического и допускаемого элементарных расходов воды, как это делалось при расчете глубин после размыва на пойме, в данном случае необходимо сравнивать фактическую и размывающую донные скорости, так как элементарный расход на самой глубокой вертикали не сохраняет своего значения, а изменяется по мере размыва более податливых грунтов на соседних вертикалях.

Если обнажаемые пласты грунта однородны, то каждый из них может быть оценен донной размывающей скоростью, соответствующей средней крупности грунта в пределах слоя. То же относится и к пластам связного грунта. Но если пласт несвязного грунта характеризуется существенной неоднородностью, то верхняя часть пласта может укрупниться по составу за счет смыва только мелких частичек грунта, т.е. произойдет отмостка (см. рис. 5.9).

Отмостить дно русла и ограничить размыв могут только те частицы, для которых фактическая донная скорость течения в русле не превышает размывающую. Поэтому, зная величину фактической донной скорости, можно установить и минимальный диаметр частиц в пределах несвязного неоднородного пласта грунта, способных ограничить размыв. Этот диаметр равен при $V_{нд} \approx 0,7V_{рм}$

$$D_{min} = \frac{v_{нд}^2}{2,56g} = \frac{v_{рм}^2}{5,25g}. \quad (5.93)$$

Руслоформирующие наносы характеризуются меньшими диаметрами, чем D_{min} . Поэтому они и находятся в движении, и ограничение размыва фракциями руслоформирующих наносов невозможно.

Зная гранулометрический состав каждого из пластов, включающих частицы крупнее D_{min} , т.е. процентное содержание в нем частиц размером D_{min} и крупнее ($p\%$), рассчитывают толщину смыва поверхности пласта, необходимую для образования отмостки этими частицами

$$\Delta_0 = \frac{200D_{cp}}{\sum p}, \quad (5.94)$$

где D_{cp} – средний диаметр частиц от самых крупных до D_{min} ; Σp – суммарное содержание этих частиц в грунте в %.

Графоаналитический расчет глубины, на которой может прекратиться размыв по геологическим условиям, выполняется путем построения ступенчатого графика изменения донной размывающей скорости течения воды по пластам грунта (рис. 5.25). На этом графике наносятся две прямые: горизонтальная прямая максимальной глубины после размыва при восстановлении бытового расхода наносов, определяемой по формуле (5.27), и вертикальная прямая фактической донной скорости течения, равной 0,7 от скорости $v_{р.и}$ по формуле (5.26).

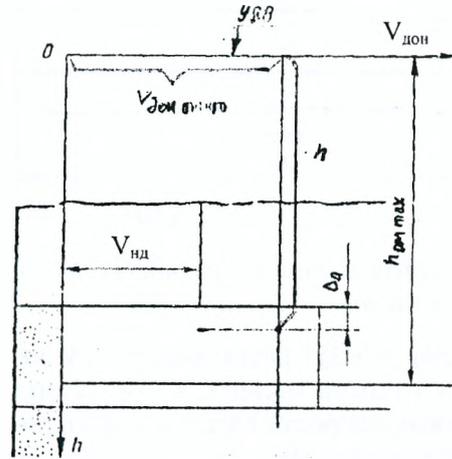


Рис. 5.25. Схема графоаналитического расчета ограничения размыва в русле по геологическим условиям

Ограничение размыва по геологическим условиям будет только при условии, что вертикальная прямая пересечет ступенчатый график донных неразмывающих скоростей течения выше горизонтальной прямой $h_{р.и max}$ (см. рис. 5.25), чему соответствует

$$h_{г.г.1} < h_{р.и max} \quad (5.95)$$

Глубины после размыва в русле учитываются при проектировании тех опор, у которых эти глубины фактически могут развиваться.

• **Мостовые переходы с пойменными мостами.** На реках с большой шириной разлива и значительными расходами воды на поймах нередко возникает необходимость устройства одного или нескольких дополнительных отверстий на пойме. При правильном назначении пойменных отверстий достигается следующее: повышается устойчивость мостового перехода как инженерного сооружения; снижается величина полного подпора, вызывающего подтопление ценных угодий и населенных пунктов; сохраняется значение рукавов и протоков для нужд судоходства, рыбного промысла и водоснабжения; уменьшается заболачиваемость пойм (рис. 5.26).

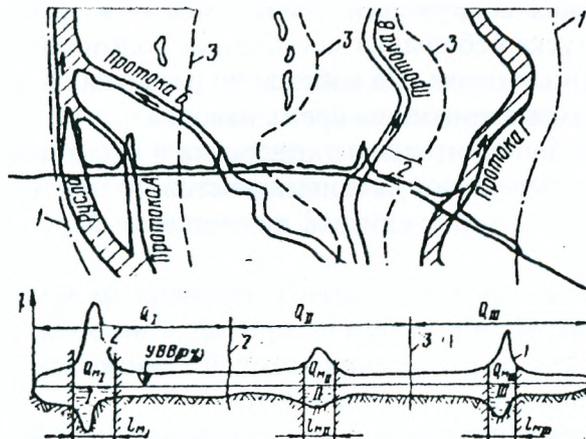


Рис. 5.26. Схематический план перехода: 1 – граница разлива; 2 – эпюры расходов на вертикалях; 3 – планоые границы частей потока; 3 – граница потоков, направленных в отверстия I и II; 4 – то же в отверстия II и III. Штриховкой показаны русло и постоянно действующие протоки.

Свободная поверхность потока перед мостом имеет вид водной воронки, причем уклон струй, направляющихся к мосту, возрастает вниз по течению по мере увеличения скорости.

Величина отверстия пойменного моста, а также его положение по ширине разлива будут оказывать большое влияние на его работу. Устройство в пойменной насыпи небольшого водопропускного отверстия дополнительно к основному мосту приводит к тому, что створ с максимумом подпора размещается очень близко от оси пойменного моста, вызывая большой перепад уровней в верхнем и нижнем бьефах (рис. 5.27).

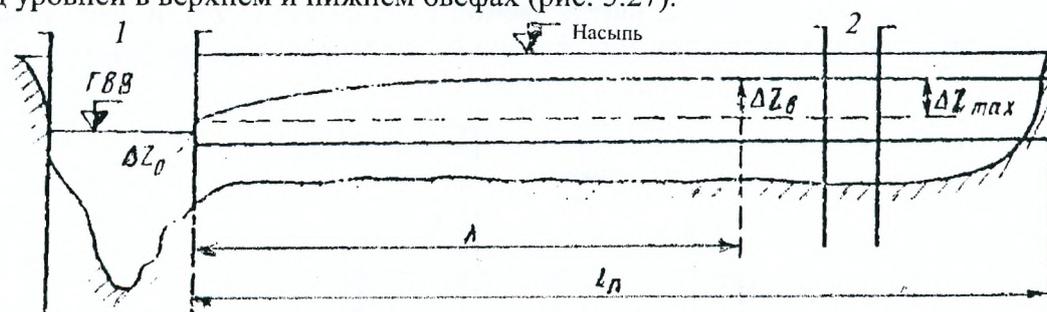


Рис. 5.27. Схема поперечного профиля водной поверхности перед пойменной насыпью и за насыпью при малом отверстии пойменного моста

Очевидно, что пойменному мосту, расположенному на границе разлива, соответствует наибольший перепад уровней у откосов насыпи, который определяет скорость течения в пойменном отверстии. Таким образом, скорость будет тем больше, чем дальше от основного моста расположено дополнительное отверстие. Перепад уровней у откосов насыпи практически сохраняет свою величину даже в том случае, когда под небольшими дополнительными мостами происходят размывы. При этом по мере размыва расход под пойменным мостом нарастает, а скорость практически не снижается, что и является причиной неудовлетворительной работы мостовых переходов с недостаточными пойменными отверстиями. Действительно, из практики эксплуатации мостовых переходов известно, что сильнее всего размывы развиваются под пойменными мостами, наиболее удаленными от основного. Единственным средством защиты от такого размыва всегда являлось устройство каменного порога — наброски под пойменным мостом, чтобы скорость течения в отверстии оказывалась ниже неразмывающей. Такие укрепления являются дорогостоящими, стоимость высыпанного камня за период эксплуатации иногда превышает стоимость самого моста. Особенностью процесса размыва на пойменных участках отверстия мостов, а, следовательно, и под дополнительными пойменными мостами, является прекращение размыва только при неподвижных скоростях течения для грунтов дна, так как во время паводка по пойме идет чистая вода, не несущая руслоформирующих наносов.

Устройство малых отверстий в пойменных насыпях практически не оказывает влияния на снижение подпора перед мостовым переходом и с этой точки зрения их устройство бесполезно. Кроме того, огромные размывы, развивающиеся под этими мостами, затрудняют поддержание устойчивости таких сооружений. Малые мосты и трубы на поймах устраивают, главным образом, для пропуска небольших постоянных водотоков, протекающих по пойме и используемых в хозяйственных целях. Во избежание развития размывов под ними их лучше устраивать шандорными, закрываемыми на время паводка.

Устройство большого дополнительного отверстия в насыпи приводит к значительному снижению полного подпора перед сооружениями мостового перехода: такие мосты более устойчивы в эксплуатации и позволяют снизить подтопление берегов речной долины и населенных пунктов на них.

Свободная поверхность перед основным и пойменным мостами в створе разделения потоков на два самостоятельных и в любом створе выше него имеет одинаковые отметки по всей ширине створа. Ниже створа разделения потоков отметки свободной поверхности перед обоими мостами в каком-либо створе не совпадают.

Величины максимальных подпоров перед основным и пойменным мостами, а также расстояния от створов с максимумами подпоров до оси мостового перехода не равны между собой (рис. 5.28).

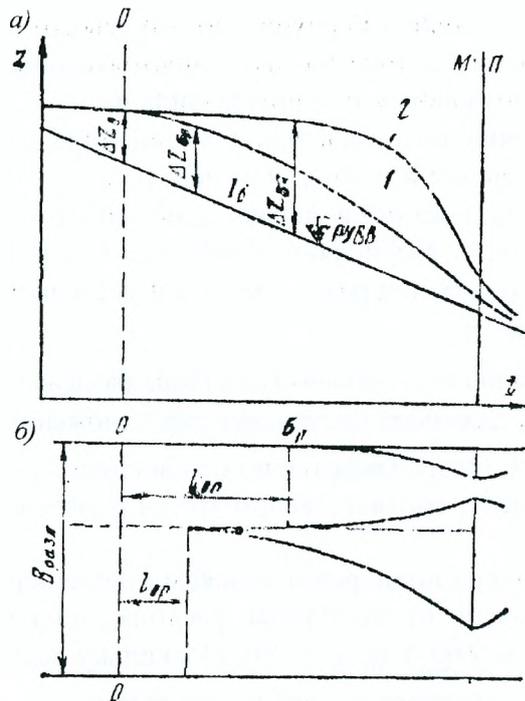


Рис. 5.28. Схема к расчету мостового перехода с дополнительным пойменным мостом: а – кривые свободной поверхности перед основным (1) и пойменным (2) мостами; б – план мостового перехода

В основу метода расчета пойменных отверстий может быть положен принцип равенства подпоров перед мостами в любом створе, расположенном выше разделения потоков на два самостоятельных.

Определение величин подпора в створе начала сжатия каждого из частных потоков не вызывает затруднения.

Переход от этого подпора Δz_6 к подпору в нестесненном створе (называемом нулевым) осуществляется по теоретической зависимости, полученной Л. А. Пустовой

$$\Delta z_0 = \Delta z_6 - I_6 l_0 \frac{\varepsilon^{10/3} - 1}{\varepsilon^{10/3}}, \quad (5.95)$$

где Δz_6 – подпор в створе начала сжатия каждого из частных потоков; Δz_0 – подпор в «нулевом» створе. Этот подпор должен быть одинаков для обоих частных потоков; I_6 – бытовой уклон реки; l_0 – расстояние от «нулевого» створа до створа начала сжатия потока. Эти расстояния не обязательно равны для двух частных потоков; $\varepsilon = \frac{h_6 + \Delta z_{cp}}{h_6}$ – средний относи-

тельный подпор на участке длиной l_0 . Величина ε определяется последовательными приближениями.

Расчетные величины расходов, идущих под каждый мост и соответствующее им положение водораздельной линии, определяется с учетом русловых деформаций как под основным, так и под пойменным мостами. Производить расчет пойменных отверстий, исходя из условия недопустимости размыва под пойменным мостом, фактически часто оказывается нецелесообразным или же вообще соблюдение этого условия невозможно. Последнее относится к русловым протокам, расположенным на поймах рек. Под такими пойменными мостами размывы будут происходить при любом стеснении потока, в результате нарушения баланса наносов.

Расчет ведется графоаналитическим методом в следующем порядке:

- задаются величинами отверстий основного моста L_0 на главном русле и дополнительного L_D на пойме;
- выбирают произвольно три различных положения водораздельной линии между мостами;

- расстояние от оси мостового перехода до «нулевого» створа выбирают заведомо выше створа разделения потока на два самостоятельных. Обычно для расчета это расстояние принимают равным ширине разлива B_0 ;
- при каждом положении водораздельной линии определяются величины русловых деформаций под основным и пойменным мостами;
- для каждого из трех положений водораздельной линии определяются створы начала сжатия частных потоков, вычисляются (обычно морфометрическим способом) величины расходов, идущих под разные мосты и устанавливаются значения подпоров в этих створах Δz_{op} и Δz_{on} ;
- определяются расстояния l_0 до «нулевого» створа отдельно для обоих мостов и вычисляются величины Δz_0 для обоих мостов при трёх положениях водораздельной линии;
- на графике (рис. 5.29) откладываются по оси абсцисс три величины расхода, идущего под пойменный мост, соответственно трём произвольным положениям водораздельной линии;
- строят кривые изменения подпоров в нулевом створе перед основным и пойменным мостами в зависимости от величины расхода, идущего под пойменный мост $\Delta z_{op} = f(Q_n)$ и $\Delta z_{on} = f(Q_n)$ (рис. 5.29). Поскольку величины подпоров перед обоими мостами в нулевом створе должны быть равны, то пересечение кривых определит точное значение расхода, идущего под пойменный мост, и соответствующее ему положение водораздельной линии.

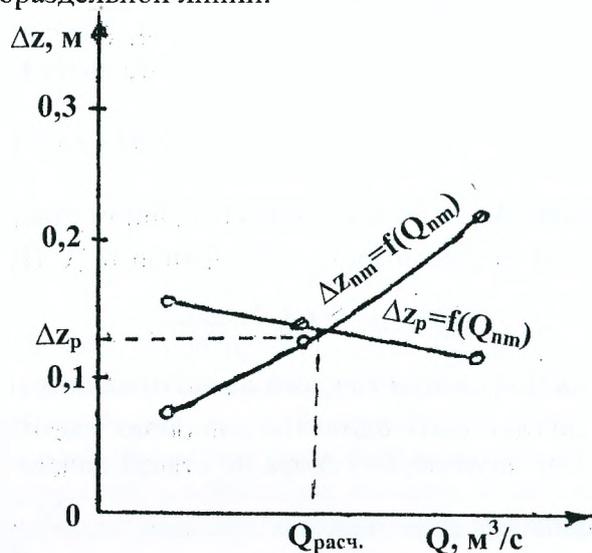


Рис. 5.29. Графоаналитический расчет равных подпоров перед русловым и пойменным мостами

На рис. 5.30 показаны результаты расчета для примера перехода с двумя мостами: через русло и на пойме. Мост № 1 устроен через глубокое основное русло; мост № 2 — через неглубокую протоку. Как видно из графиков, размыв в пойменном отверстии гораздо больше, чем в русловом. Это объясняется следующими причинами:

- в отверстии на протоке мера стеснения потока воды Q/Q_M значительно больше, чем в русловом отверстии;
- удельный расход донных наносов в бытовых условиях ($G_{б,р}/B_{б,р}$) в протоке гораздо меньше, чем в русле;
- донные наносы в протоке мельче, нежели в русле. В результате размыв в протоке все время опережает размыв в русле и достигает значительной величины. Изменив размеры отверстий мостов и соотношение размеров, можно получить другое сочетание величин размывов — выровнять размывы в разных отверстиях.

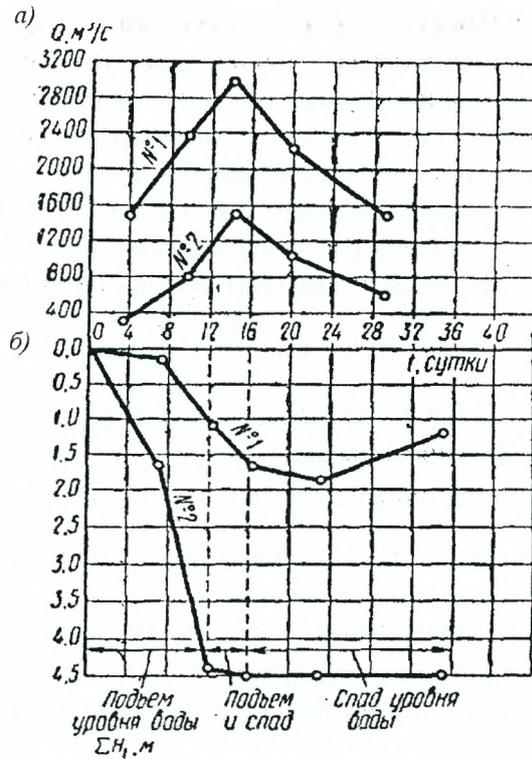


Рис. 5.30. Графики изменения расхода воды в отверстиях мостов № 1 и № 2 (а) и ход деформации дна под мостами (б) во время наводка

• **Мостовые переходы, работающие в условиях подпора.** Мостовые переходы на устьевых участках рек, впадающих в еще большие реки, периодически находятся в подпоре от половодья большой реки или плотины на ней. Это накладывает отпечаток на режим реки у моста и, в частности, на режим движения наносов. Поэтому приёмы определения размеров мостов на участках рек, находящихся в подпоре, должны отличаться от обычных приемов.

Необходимо различать три характерных случая пересечения реки трассой дороги:

- выше по течению от места ее слияния с другой рекой или притоком (рис. 5.31, а);
- ниже места слияния с притоком (рис. 5.31, б);
- выше слияния основной реки и ее притока в непосредственной близости от этого места (рис. 5.31, в).

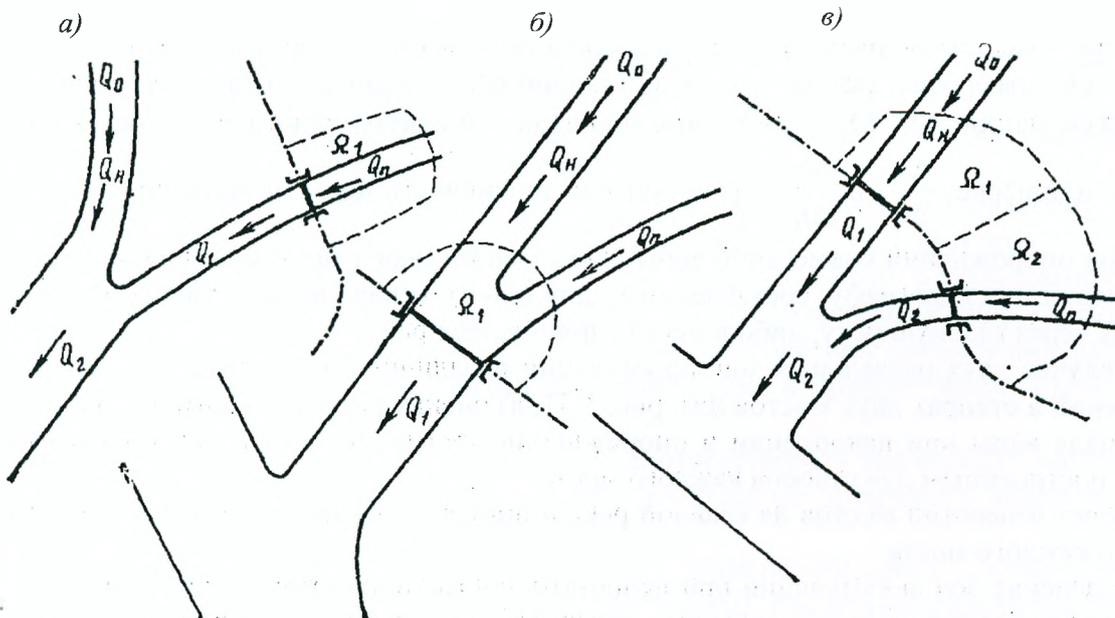


Рис. 5.31. Схемы возможного расположения переходов в устье притоков

В первом и третьем случаях при паводках подпорные явления наблюдаются; во втором случае они отсутствуют, хотя гидрограф паводка зависит от водности притока. При расположении плотины ниже перехода подпорные явления могут наблюдаться и во втором случае. В условиях подпора мостовые переходы могут находиться не только в устьевых участках притоков, но и в устьевых участках рек при их впадении в озера и моря.

Расчет сооружений мостовых переходов, работающих в подпоре, производят на основании использования уравнения баланса расходов в створе перехода. Для периода накопления воды перед мостом уравнение баланса для первого и второго случаев имеет следующий вид:

$$Q_1 = Q_n - \Omega_1 \frac{\Delta h_n}{\Delta t_n} + \sum Q_n, \quad (5.96)$$

где Q_1 – расчетный расход под проектируемым мостом; Q_n – расчетный расход паводочного притока воды в период наполнения зоны аккумуляции; Ω_1 – расчетная площадь поверхности зоны аккумуляции перед мостом, определяемая по плану в горизонталях для заданного уровня воды; $\frac{\Delta h_n}{\Delta t_n}$ – расчетная интенсивность подъема воды в зоне аккумуляции от действия подпора со стороны главной реки или плотины; $\sum Q_n$ – сумма расходов от боковых притоков, расположенных в непосредственной близости от моста (см. рис. 5.31, б).

Для периода опорожнения зоны аккумуляции уравнение баланса имеет вид:

$$Q_1 = Q_0 + \Omega_1 \frac{\Delta h_0}{\Delta t_0} + \sum Q_n, \quad (5.97)$$

где Q_1 , $\sum Q_n$, Ω_1 – имеют прежние обозначения; Q_0 – расчетный расход притока воды в период опорожнения аккумулярованного перед мостом объема воды; $\frac{\Delta h_0}{\Delta t_0}$ – расчетная интенсивность спада уровня воды перед мостом.

Для третьего случая (см. рис. 5.31, в) расчетные уравнения баланса расходов для периодов наполнения и опорожнения зоны аккумуляции имеют соответственно вид:

$$Q_1 + Q_2 = Q_n + Q_n - \frac{\Delta h_n}{\Delta t_n} (\Omega_1 + \Omega_2); \quad (5.98)$$

$$Q_1 + Q_2 = Q_0 + Q_n - \frac{\Delta h_0}{\Delta t_0} (\Omega_1 + \Omega_2), \quad (5.99)$$

где Q_1 , Q_2 – расчетные расходы воды под проектируемыми мостами на главной реке и притоке; Q_n , Q_0 – расчетные расходы воды на главной реке в период накопления и опорожнения зоны аккумуляции; Ω_1 , Ω_2 – расчетные площади зон аккумуляции перед мостами на главной реке и притоке; $\frac{\Delta h_n}{\Delta t_n}$ и $\frac{\Delta h_0}{\Delta t_0}$ – расчетные интенсивности подъема воды при накоплении и спаде при опорожении совместной зоны аккумуляции перед мостами. Оцениваются по результирующему гидрографу, составленному для одного створа по оси дороги или по створу перехода через главную реку, либо в месте слияния двух рек.

В случае двух отдельных зон аккумуляции и наличия длительных гидрометрических наблюдений в створах двух мостов (см. рис. 5.31, в) оценку расчетных интенсивностей подъема и спада воды при накоплении и опорожении производят по самостоятельным гидрографам, построенным для створов каждого моста.

Расчет отверстий мостов на главной реке и притоке производят по (5.98) и (5.99) относительно каждого моста.

Разделение зон аккумуляции при недостаточности гидрометрических данных производится морфометрически по продольному профилю трассы дороги и линии, предполагаемого водораздела. В случае отсутствия затопляемого водораздела граница зон аккумуляции для

каждого моста определяется по ситуационным признакам с учетом возможной погрешности в ее установлении.

Работа отверстий мостов в условиях переменного подпора характеризуется определенным направлением течения воды в расчетном створе. При незначительной величине расхода притока в период наполнения зоны аккумуляции под действием подпора со стороны главной реки под мостом может возникнуть обратное течение. Скорость течения будет определяться размером отверстия моста.

При значительной величине подпора в период наполнения, но при проходе максимального расхода притока под мостом возникает прямое движение воды вниз по руслу. Эти явления легко можно проследить, анализируя уравнения (5.96) и (5.97).

Расчет отверстия моста при переменном подпоре производится на те величины расходов, которые вызывают наиболее напряженные условия работы проектируемого моста.

Поэтому на каждом мостовом переходе, работающем при переменном подпоре, определение расчетного расхода должно быть произведено путем рассмотрения возможных условий работы моста:

- совпадение расчетного паводка с накоплением зоны аккумуляции;
- совпадение расчетного паводка с периодом опорожнения;
- свободное прохождение расчетного паводка.

На мостовых переходах, расположенных ниже слияния двух рек (см. рис. 5.31, б), расчетный расход при свободном прохождении паводка проверяют по уравнению

$$Q_1 = Q_n + \Delta Q_r + \Omega_1 \frac{\Delta h_0}{\Delta t_0}, \quad (5.100)$$

где Q_1 – расчетный расход притока заданной ВП; Q_r – расход в главной реке на время прохождения паводка на притоке; $\Omega_1 \frac{\Delta h_0}{\Delta t_0}$ – имеет те же обозначения, что и в формуле (5.97).

Расход, вычисленный по уравнению (5.100), должен отвечать расчетному гидрографу в створе моста.

На притоках в большинстве случаев наблюдается совпадение пика паводка с накоплением зоны аккумуляции, и несовпадение с периодом опорожнения. Поэтому необходимым является определение расхода на дату начала опорожнения, которая совпадает с максимумом паводка на главной реке.

Расчетные расходы на любой промежуток времени определяют путем построения расчетного гидрографа.

Определение максимальных ординат гидрографа производится путем статистической обработки данных многолетних наблюдений за ежегодными максимумами расходов отдельно для главной реки и притока. В ряде случаев возникает необходимость переноса данных наблюдений с одного водопоста на другой и на створ перехода.

Построение кривых спада и подъема производят по модели самого характерного паводка из серии наблюденных, а при их отсутствии – по методу Д. Л. Соколовского.

Совпадение или несовпадение расчетного паводка на притоках с периодами накопления и опорожнения устанавливается путем анализа серии наблюденных гидрографов, а при их отсутствии – по времени добегания. При наличии многолетних наблюдений разница во времени между максимумами гидрографов на главной реке и притоке может быть оценена статистическими расчетами.

Площадь построенного гидрографа должна соответствовать расчетному объему паводочного стока. При значительных расхождениях необходимо произвести дополнительную корректировку отдельных частей гидрографа.

Расчетный расход притока воды в период накопления независимо от расчетного случая принимается равным максимальному расходу заданной ВП. Расчетный расход притока воды в период опорожнения принимается на главной реке равным максимальному расходу задан-

ной ВП, а на притоке – величине расхода, соответствующей максимальной ординате суммарного гидрографа. С этой целью производится построение гидрографа притока и совмещение его с суммарным гидрографом в устьевой точке.

Определение расчетных интенсивностей подъема и спада воды производится по графику колебаний уровней воды. Построение графика колебаний уровней производят по данным многолетних наблюдений. При отсутствии многолетних данных для ориентировочных соображений может быть рекомендовано построение схематического графика колебаний уровней.

Максимальной точкой графика можно считать расчетный горизонт подпертой воды; минимальной – уровень, при котором начинается заполнение зоны аккумуляции. В ряде случаев таким уровнем является отметка выхода воды на пойму.

Время подъема и спада уровней устанавливают по расчетному гидрографу по величинам расхода, соответствующим максимальному и минимальному уровням, как разность дат их появления. Интенсивность подъема или спада воды в этом случае расчета имеет постоянное значение и определяется по формуле

$$I = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\Delta t}, \quad (5.100)$$

где H_{\max} , H_{\min} – отметки максимального и минимального уровней; Δt – время спада или подъема.

В условиях переменного подпора происходит изменение режима движения наносов. Уменьшение бытовой транспортирующей способности водного потока соответствует расчетным скоростям менее бытовых, а при отсутствии транспорта наносов русловые скорости становятся равными или менее неразмывающих.

Максимальная глубина после общего размыва под мостом при прекращении движения наносов определяется по формуле

$$h_{np} = \frac{h_{\max, \text{др}} Q_2}{H_M l_M v_0}, \quad (5.102)$$

где Q_2 имеет прежнее обозначение; l_M – отверстие моста в свету; $h_{\max, \text{др}}$ – максимальная глубина под мостом при подпорном уровне; H_M – средняя глубина воды под мостом; v_0 – неразмывающая скорость для грунтов, слагающих подмостовое русло.

При расчете по формуле (5.102) необходимо отыскание такого сочетания расчетных факторов, при котором глубина общего размыва достигнет максимальной величины.

Отличительной особенностью этого расчета является независимость углубления расчёта от абсолютных величин расхода и скорости водотока. Это объясняется тем, что в условиях перемещения руслоформирующих наносов конечные размывы определяются не абсолютным количеством наносов, а лишь относительным возрастанием транспортирующей способности сжатого потока под мостовым сооружением.

Задавая глубину размыва $\Delta h_{рб}^{\text{подн}}$, соответствующую принятому типу опор, можно найти достаточную величину отверстия моста подбором из уравнения

$$h_{р.м. \text{max}}^{\text{подн}} = h_{рб. \text{max}}^{\text{подн}} \left(\frac{Q_{р.м}}{Q_{рб}} \right)^{8/9} \left(\frac{B_{рб}}{B_{р.м}} \right)^{2/3}, \quad (5.103)$$

где $\frac{Q_{р.м}}{Q_{рб}}$ – отношение русловых расходов под мостом и перед мостом, или путём построения кривой нарастания расхода по ширине разлива.

5.8. Отверстия мостов, располагаемых вблизи существующих.

Отверстия реконструируемых мостов

Если проектируемый мост располагают на минимальном расстоянии от существующего моста (10-30 м), то их рассматривают как совместно работающие на пропуск паводков;

отверстие проектируемого моста принимают, как правило, равным существующему, а подпор перед верховым мостом увеличивают согласно расчетам.

Отверстие назначают больше существующего, когда вследствие стеснения потока и размыва русло ниже створа перехода расширилось (рис. 5.32).

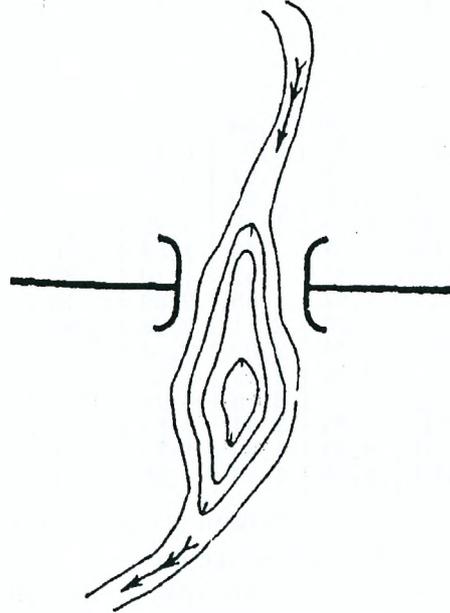


Рис. 5.32. План размывтого русла под существующим мостом

Предельное расстояние между мостами, на котором сказывается их гидравлическое взаимодействие, определяют по формуле 4.6.

Если расстояние между проектируемым и существующим мостами больше этого предельного расстояния, то работа обоих мостов гидравлически не связана; если это расстояние меньше, то при назначении отверстия проектируемого моста и расчете общего размыва нужно руководствоваться приведенной методикой.

На водотоках, несущих наносы, глубины после общего размыва на каждой вертикали русла под мостом рассчитывают по формуле

$$h_{np} = \left(\frac{S_p h_{dp}^{\frac{5}{3}}}{a_r \beta} \right), \quad (5.104)$$

где h_{np} – глубина воды от расчетного уровня на данной вертикали после размыва, м; h_{dp} – то же, до размыва, м; a_r, β – параметры, определяемые по табл. 5.12 в зависимости от среднего диаметра частиц несвязного грунта

$$d = \frac{\sum p_i d_i}{100}; \quad (5.105)$$

d_i – средний диаметр частиц отдельной фракции, который определяется как среднее арифметическое значение крайних диаметров частиц данной фракции; p_i – весовая доля фракции, %; β – параметр, зависящий от вероятности превышения расчетного расхода P %:

P %	...	0,33	1	2	4	10	20	30	40	50	60	70
β	...	1,07	1,00	0,97	0,92	0,86	0,81	0,77	0,74	0,72	0,69	0,67

S_p – характеристика стеснения потока мостом, определяемая по формуле

$$S_p = \frac{Q_{P\%}}{L_{pa\%} \cdot H_{dp}^{\frac{5}{3}}}, \quad (5.106)$$

где $Q_{P\%}$ – расчетный расход, m^3/c ; H_{dp} – средняя глубина на длине $L_{pa\%}$ до размыва, м.

Значения величин a_r и u

Таблица 5.12

Средний диаметр фракций грунта d (мм)	u	a_r	$H, м$									
			2	3	4	5	6	7	8	9	10	
			$v_{лин} 1\%$									
0,05	0,70	0,29	0,40	0,48	0,54	0,60	0,65	0,69	0,74	0,77	0,81	
0,10	0,70	0,36	0,48	0,57	0,65	0,72	0,77	0,82	0,88	0,92	0,28	
0,30	0,70	0,49	0,65	0,77	0,87	0,96	1,03	1,10	1,16	1,22	1,26	
0,50	0,71	0,56	0,74	0,88	0,99	1,08	1,16	1,24	1,31	1,38	1,44	
1,0	0,71	0,68	0,90	1,05	1,18	1,29	1,39	1,48	1,56	1,64	1,70	
2,0	0,72	0,83	1,08	1,27	1,42	1,54	1,66	1,77	1,86	1,95	2,02	
3,0	0,73	0,92	1,20	1,40	1,57	1,70	1,83	1,94	2,04	2,13	2,22	
6,0	0,74	1,12	1,44	1,67	1,85	2,00	2,14	2,24	2,36	2,48	2,56	
10,0	0,74	1,30	1,65	1,90	2,11	2,28	2,42	2,56	2,68	2,80	2,91	
15,0	0,75	1,45	1,84	2,10	2,32	2,51	2,67	2,81	2,94	3,06	3,18	
25,0	0,76	1,68	2,10	2,38	2,62	2,82	2,98	3,14	3,27	3,40	3,51	
50,0	0,77	2,03	2,50	2,82	3,08	3,28	3,47	3,63	3,78	3,92	4,05	
100,0	0,78	2,46	3,00	3,36	3,64	3,88	4,07	4,25	4,42	4,56	4,70	
200,0	0,80	3,00	3,60	3,99	4,30	4,56	4,77	4,97	5,16	5,30	5,46	
300,0	0,81	3,36	3,93	4,38	4,68	4,95	5,17	5,36	5,53	5,70	5,84	

Если подмостовое русло сложено слоями различных грунтов, то расчет по формуле (5.104) выполняют последовательным приближением.

Если глубина h_{np} , рассчитанная по параметрам a_r и u для верхнего слоя грунта, окажется в нижележащем, более прочном слое, то расчет по формуле (5.104) повторяют, принимая значения a_r и u для этого слоя. Если новое значение h_{np} окажется в вышележащем слое, то размыв остановится на границе слоёв.

Когда вышележащий слой подстилает более размываемый грунт, рассчитанная по формуле (5.104) глубина размыва верхнего слоя грунта считается устойчивой, если до нижней границы этого слоя остается запас

$$\Delta h \geq 0,17 u h_{np}, \quad (5.107)$$

где u и h_{np} имеют прежние значения.

При несоблюдении условия (5.107) расчет производят по параметрам нижнего, более слабого грунта.

Для мостов через водотоки, не несущие наносов, в случае искусственного прекращения движения наносов в русле и на пойменных участках мостов глубины после общего размыва на вертикалях живого сечения под мостом рассчитывают по формуле

$$h_{np} = \left(\frac{S_p h_{др}^{\frac{5}{3}}}{3,6 d^{0,25}} \right)^{0,8}, \quad (5.108)$$

где d – средний диаметр несвязного грунта, м.

Глубина размыва, рассчитанная по формуле (5.108) при слоистом залегании грунтов, считается устойчивой, если до нижней границы верхнего слоя остается запас

$$\Delta h_{np} \geq 0,14 h_{np}, \quad (5.109)$$

При расчетах по формуле (5.108) в связных грунтах вместо d принимают эквивалентное значение $d_{эке}$ в зависимости от коэффициента пористости связного грунта ε :

Глины и суглинки при ε	>1,2	1,2-0,6	0,6-0,3	0,3-0,2
Эквивалентный диаметр $d_{эке}, мм$	0,15	3	10	50

Если при расчете размыва в русле, выполняемого по формуле (5.104), обнажается слой связного грунта, то размыв в этом слое рассчитывают по формуле (5.108) согласно приведенным выше указаниям.

Отверстие проектируемого моста, определяют по формулам:

а) для перехода с верховой стороны от существующего

$$l_{\text{нв}} = l_{\text{м}} - 2b_{\text{м}} \operatorname{tg} \theta; \quad (5.110)$$

б) для перехода с низовой стороны

$$l_{\text{нн}} = l_{\text{м}} + 2b_{\text{м}} \operatorname{tg} \theta, \quad (5.111)$$

где $l_{\text{нв}}$ – отверстие проектируемого верхового моста, м; $l_{\text{нн}}$ – то же, низового, м; $l_{\text{м}}$ – отверстие существующего моста, м; θ – угол растекания потока, принимаемый $\approx 10^\circ$; $b_{\text{м}}$ – расстояние между мостами, м.

Формулу (5.110) применяют, когда у проектируемого с верховой стороны моста низовые дамбы отсутствуют или имеют угол разворота, близкий к 10° .

Формулу (5.111) применяют, когда у существующего моста низовые дамбы отсутствуют или имеют угол разворота, близкий к 10° . Если существующий мост имеет прямолинейные низовые дамбы длиной $l_{\text{д}}$ (рис. 5.33), то вместо формулы (5.111) применяют формулу

$$l_{\text{нн}} = l_{\text{м}} + 2(b_{\text{м}} - l_{\text{д}}) \cdot \operatorname{tg} \theta. \quad (5.112)$$

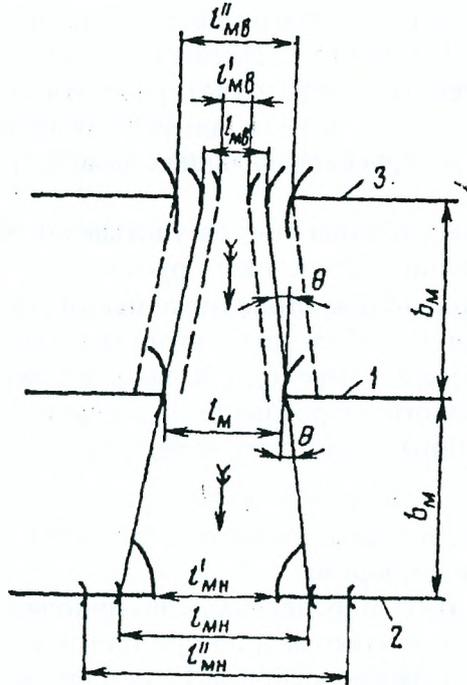


Рис. 5.33. Схема вариантов размещения отверстий проектируемых мостов относительно существующего моста: 1 – ось существующего мостового перехода; 2 – ось проектируемого мостового перехода с низовой стороны от существующего; 3 – то же, с верховой стороны

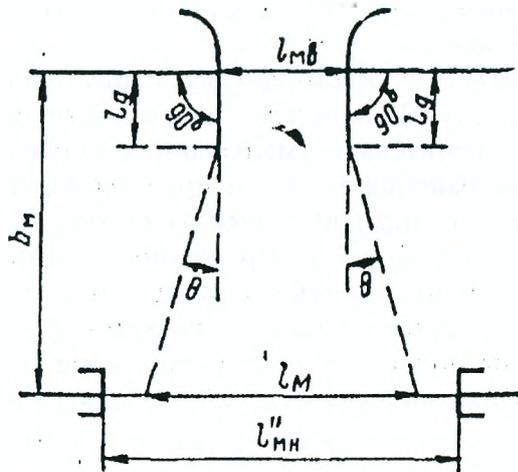


Рис. 5.34. Схема растекания потока ниже существующего моста при прямолинейных низовых дамбах

Если отверстия проектируемых мостов будут отличаться от вычисленных по формулам (5.110), (5.111) и (5.112), то могут встретиться случаи (см. рис. 5.33 и 5.34):

- отверстие моста, проектируемого с верховой стороны, назначают меньшим, чем вычисленное по формуле (5.110); тогда по условию растекания сжатого потока отверстие существующего моста будет работать на ширине $l_{mv} + 2b_m \operatorname{tg} \theta < l_m$, что учитывают при расчете общего размыва под существующим мостом;
- отверстие проектируемого верхового моста l''_{mv} назначают большим, чем вычисленное по формуле (5.110) или равным ему, тогда у проектируемого моста предусматривают низовые дамбы, сопрягающие конусы проектируемого моста с конусами или верховыми дамбами существующего моста; для расчета размыва под обоими мостами принимают соответственно отверстия l''_{mv} и l_m ;
- отверстие проектируемого низового моста l''_{mn} назначают меньшим, чем вычисленное по формулам (5.111) или (5.112), тогда у проектируемого моста предусматривают верховые струенаправляющие дамбы, сопрягающие конусы или низовые дамбы существующего моста с проектируемым мостом;
- отверстие проектируемого низового моста l''_{mn} назначают большим, чем вычисленное по формулам (5.111) или (5.112), тогда по условию растекания сжатого потока отверстие проектируемого моста будет работать на ширине $l_m + 2b_m \operatorname{tg} \theta < l_{mn}$, или $l_m + 2 \operatorname{tg} \theta \times (b_m - l_d) < l_{mn}$, что учитывают при расчете общего размыва под проектируемым мостом; верховых струенаправляющих дамб у проектируемого моста не предусматривают.

При реконструкции существующих мостов учитывают данные их эксплуатации, отражающие изменение плана и глубин подмостового русла.

• **Мостовые переходы, расположенные ниже некапитальных плотин по течению.** В ряде случаев мосты строятся ниже небольших плотин местного значения, конструкции которых несовершенны. Такие мостовые переходы должны проверяться на возможное увеличение расхода водотока от внезапного опорожнения водохранилища или прорыве плотины.

Расход при прорыве плотины может быть определен по общей формуле водослива

$$Q_{\max} = mb \sqrt{2gH}^{3/2}, \quad (5.113)$$

где m – коэффициент расхода, в рассматриваемых условиях равный 0,32-0,35; b – ширина прорыва; H – напор воды в месте прорыва.

Ширина прорыва может быть определена лишь приблизительно. Чаще всего разрушение происходит по водосбросному сооружению при плотине; для этого случая ширина прорыва может считаться равной длине водосброса. Если водосброс устраивается в виде обводного канала, то можно считать вероятным разрушение некапитальной плотины на ширине русла, где сильнее развиты фильтрационные процессы, а насыпь имеет наибольшую высоту.

Напор воды в месте прорыва может быть значительным, если водохранилище наполнено, а подтопление места прорыва снизу по течению отсутствует. В этом случае расход от прорыва плотины будет наибольшим.

Если по реке идет половодье, то место прорыва существенно подтопляется и напор соответственно снижается. Этот случай не всегда будет расчетным, так как расход от прорыва и объем сбрасываемой воды значительно уменьшаются. Однако может быть рассмотрен и этот случай быстрого распространения волны от прорыва плотины по заполненному водой руслу дополнительно к волне половодья, имеющей большую длину и значительный объем.

Распространение волны попуска из-за разрушенной плотины при отсутствии подтопления снизу обычно происходит почти по сухому руслу. Волна попуска при своем движении трансформируется, ее длина возрастает, а высота снижается.

Снижение высоты волны половодья, т. е. уменьшение максимального расхода воды, может быть оценено по приближенной формуле М. Ф. Менкеля и С. И. Крицкого

$$\frac{dQ_x}{dx} = -\frac{Q_x^3 n_{ш}^2}{W^2 I_0^2}, \quad (5.114)$$

где Q_x – наибольший расход; W – объем волны; $n_{ш}$ – коэффициент шероховатости; x – расстояние от сечения, где расход равен Q_{\max} .

Эта формула получена с пренебрежением изменения коэффициента Шези C с глубиной.

Интегрированием уравнения (5.114) может быть получено уравнение изменения максимального расхода по длине русла при распластывании волны попуска. Обозначая через x переменное расстояние от плотины вниз по течению, получим

$$Q_x = \frac{Q_{\max}}{\sqrt{1 + \frac{2Q_{\max}^2 n_{\text{ш}}^2}{W^2 I_0^2}}}. \quad (5.115)$$

Если известно, что расход свободного половодья водотока равен Q , то можно, пользуясь формулой (5.115), найти расстояние x_{\min} , на котором расход от прорыва плотины также не будет превышать половодный. Это расстояние равно –

$$x_{\min} = \frac{W^2 I_0^2}{2n_{\text{ш}}^2} \left(\frac{1}{Q^2} - \frac{1}{Q_{\max}^2} \right). \quad (5.116)$$

Если плотина во время половодья подтоплена снизу, то расход Q_{\max} снижается, а вместе с ним уменьшается и сбрасываемый из водохранилища объем W . Однако в этом случае расход от прорыва плотины добавляется к расходу половодья, обычно нарастающему по длине реки в связи с ростом площади водосбора.

Распластывание волны от прорыва плотины можно и в этом случае приближенно оценивать по формуле (5.115). При этом если считать 5%-ное увеличение расхода половодья практически незаметным, то можно определить расстояние x_{\min} для этого случая расчета. Полагая $Q_x = 0,05Q$, получим

$$x_{\min} \approx \frac{200W^2 I_0^2}{n_{\text{ш}}^2 Q^2}. \quad (5.117)$$

Необходимо иметь в виду, что в этом случае объем W представляет собой лишь некоторую долю объема водохранилища, расположенную выше уровня высоких вод при свободном проходе половодья.

Если мост располагается к плотине ближе, чем на расстояние x_{\min} , то расчетный расход воды для моста должен быть принят:

- при прорыве плотины в период между половодьями $Q_{\text{расч}} = Q_x$;
- при прорыве плотины во время половодья $Q_{\text{расч}} = Q + Q_x$.

5.9. Отверстия мостовых переходов в условиях зарегулированного стока в каналах

Проектирование мостовых переходов через каналы, а также через реки ниже шлюзов и плотин вызывает необходимость выполнения расчетов зарегулированного стока.

Гидравлические расчеты открытых русел сводятся к решению уравнения равномерного движения относительно одной из входящих в него величин при заданных значениях остальных величин:

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{R \cdot i}, \quad (5.118)$$

где Q – расчетный расход воды в канале, $\text{м}^3/\text{с}$; ω – площадь поперечного сечения канала м^2 ; i –

продольный уклон водной поверхности; C – коэффициент Шези; $R = \frac{\omega}{\chi}$ – гидравлический

радиус, м ; χ – смоченный периметр расчетного створа канала, м .

При расчетах переходов через каналы необходимо знать скорость течения при расчетном расходе.

Если глубина воды известна, то вычисляют площадь поперечного сечения ω , в м^2 , а затем и скорость (в $\text{м}/\text{с}$)

$$v = \frac{Q}{\omega}. \quad (5.119)$$

Если глубина неизвестна, ее находят в следующем порядке:

- вычисляют расходную характеристику (в $\text{м}^3/\text{с}$) при равномерном движении

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}; \quad (5.120)$$

- принимают некоторое значение глубины воды (в м) и вычисляют соответствующие ей значения ω, χ, R ;
- вычисляют расходную характеристику при глубине H

$$K = C\omega\sqrt{R}; \quad (5.121)$$

- эти попытки повторяют, пока найдут глубину H_0 , при которой $K = K_0$;
- находят искомую скорость $v = \frac{Q}{w_0}$, где w_0 — площадь сечения потока при глубине H_0 .

Превышение расчетных скоростей в канале может вызвать деформации и разрушения откосов, а значительное снижение этих скоростей — заиливание за счет оседания наносов.

Значения допускаемых скоростей зависят от характера грунтов канала, а для каналов с одеждой — от типа укреплений откосов и дна и могут быть определены по нормативным документам.

Отверстие моста через канал должно быть не менее его ширины по урезам воды.

Увеличение бытовой скорости под мостом за счет стеснения живого сечения промежуточными опорами согласовывается с организацией, эксплуатирующей канал.

Рассмотрим основные рекомендации по назначению отверстий мостов через наиболее крупные каналы.

Деривационные каналы предназначаются для подвода воды гидроэлектростанциям от водозаборов на реках, водохранилищах, озерах и т. п. Гидравлические параметры канала можно получить в организации, эксплуатирующей ГЭС.

Для определения отметки низа конструкции моста строят кривую расходов $Q=f(H)$, по которой определяют уровень при расчетном расходе. К полученному уровню добавляют высоты ветрового нагона, $3/4$ высоты ветровой волны и высоту волны потока при быстром эксплуатационном или аварийном сбросе максимальной нагрузки ГЭС. Полученные в результате учета перечисленных явлений уровень и расход воды принимают за расчетные.

Если канал проложен в насыпи, то минимальное отверстие моста определяется шириной канала по бровкам водоподпорных валов. При устройстве промежуточных опор длину моста увеличивают на их суммарную ширину.

При пересечении соединительных судоходных каналов за расчетный принимают максимальный расход насосной станции перекачки, подающей воду в канал.

Если обходной судоходный канал устроен на реке в обход порогов и мест непригодных для судоходства, то за расчетный принимают расход в месте его ответвления при уровне с заданной для мостового перехода вероятностью превышения. В месте пересечения канала уровень вычисляют по расчетным формулам при установленном расчетном расходе и учитывают ветровой нагон и высоту ветровой волны.

Мелиоративные каналы, как правило, перекрывают одним пролетом без нарушения режима потока в них. Промежуточные опоры устраивают лишь при согласовании с эксплуатирующими организациями.

5.10. Мероприятия по обеспечению оптимального распределения размыва под мостом

Для обеспечения нормальной работы мостового перехода по пропуску паводков большое значение имеет не только количественный прогноз деформаций подмостового русла (например, величины среднего коэффициента размыва), но и наиболее благоприятное распределение этих деформаций под мостом.

Это распределение деформаций зависит от правильного сочетания размещения отверстия моста, связанного с очертанием русла и мощностью пойм, срезки грунта под мостом или расчистки живого сечения, размеров и формы струенаправляющих дамб.

Общей целью этих мероприятий является обеспечение оптимальной формы живого сечения под мостом после размыва.

Если рассматривать два живых сечения под мостом одинаковой площади – прямоугольное и треугольное, то треугольное пропустит больший расход.

Следовательно, при пропуске одинакового расхода прямоугольное живое сечение будет иметь большую площадь, чем треугольное. Анализ показывает, что реальные формы живых сечений под мостами в более чем 90% случаях занимают промежуточное положение между близкими к прямоугольным и треугольным. Соотношение между расходом в треугольном сечении Q_{Δ} и в прямоугольном Q_{\square} – при одинаковых площадях живых сечений:

$$\frac{Q_{\Delta}}{Q_{\square}} = \frac{2^{x+1}}{x+2}, \quad (5.122)$$

где x – показатель в формуле скорости v на вертикали с глубиной h

$$v = ah^x. \quad (5.123)$$

Полагая $x=2/3$ получаем

$$\frac{Q_{\Delta}}{Q_{\square}} = 1,19. \quad (5.124)$$

Чтобы расход в прямоугольном сечении повысился на 19%, необходимо, чтобы повысилась глубина h и новая глубина в этом сечении h_1 составила бы

$$\left(\frac{h_1}{h}\right)^x = 1,19 \text{ откуда } h_1 = 1,12h. \quad (5.125)$$

При этом скорость должна повыситься в соотношении

$$\left(\frac{h}{h}\right)^x = \left(\frac{1,12h}{h}\right)^x = 1,07. \quad (5.126)$$

Максимальная глубина в треугольном сечении $h_{max}=2h$, а в прямоугольном, как указано, – $1,12h$.

Соотношение между максимальными глубинами в сечениях составит

$$\frac{2h}{1,12h} = 1,78. \quad (5.127)$$

Таким образом, при пропуске одинакового расхода прямоугольное живое сечение по сравнению с треугольным характеризуется следующими относительными значениями расходов, площадей, скоростей, максимальных глубин и подпоров перед мостом Δz (табл. 5.13).

Соотношения расчетных величин

Таблица 5.13

Величины	Формы живого сечения	
	Треугольная	Прямоугольная
Q	1.0	1.0
ω	1.0	1.12
v	1.0	0.89
h_{max}	1.0	0.56
Δz	1.0	0.80

Из табл. 5.13 видно, что прямоугольное живое сечение по всем показателям предпочтительнее треугольного, так как при том же расходе оно имеет большую площадь и меньшие скорость, максимальную глубину и подпор, чем в треугольном.

Поэтому задачей мероприятий по обеспечению оптимальной формы живого сечения под мостом является создание живого сечения, приближающегося к прямоугольному.

Однако при строго прямоугольном живом сечении под мостом, где нет ясно выраженного

фарватера, при низких уровнях могут возникнуть затруднения для судоходства и сплава.

Данные о коэффициентах формы живых сечений под мостами при расчетном уровне вероятностью превышения 1-2% более чем по 50 переходам, собранные Л. Г. Бегамом, показали, что этот коэффициент независимо от того, произошел ли размыв, не бывает менее 1,20. Это значение коэффициента и следует считать практическим пределом приближения живого сечения под мостом к прямоугольному. При снижении уровня по сравнению с расчетным судоходным средняя глубина под мостом будет уменьшаться относительно больше, чем максимальная, и поэтому коэффициент формы сечения будет увеличиваться.

Следовательно, при достижении под мостом формы живого сечения, близкой к оптимальной, максимальная глубина будет ясно выражена и сомнений относительно возможных препятствий для судоходства и сплава под мостом не должно возникнуть.

Комплекс мероприятий по обеспечению оптимального распределения размыва под мостом определяется тем, включает ли отверстие моста только русло или, кроме того, еще и участки пойм. В первом случае отпадает срезка, а размещение отверстия моста строго фиксировано, и обеспечение распределения размыва достигается лишь работой струенаправляющих дамб.

Во втором случае выполняемая срезка под мостом приводит к выравниванию глубин до размыва, а если срезка не будет заноситься, то выровненные глубины сохранятся также и после размыва.

Размещение отверстия в этом случае преследует цель, чтобы пойменные потоки проходили бы на пойменных участках моста, а русловой поток в русловой части отверстия. Если скорость пойменных потоков под мостом близка к скоростям руслового потока, то при близких глубинах из-за срезки будут обеспечены условия для формирования живого сечения, близкого к прямоугольному.

При формировании такого живого сечения задача струенаправляющих дамб состоит в том, чтобы направить пойменные потоки на пойменные участки подмостового сечения. Эти участки при равномерном распределении скоростей и глубин определяют по формулам

$l_{nn} = \frac{Q_{nn}}{Q} l_m$ и $l_{ln} = \frac{Q_{ln}}{Q} l_m$, где Q , Q_{nn} и Q_{ln} – соответственно расходы общий и проходящие по правой и левой поймам; l_m , l_{nn} , l_{ln} – соответственно отверстие моста, право- и левопойменные его участки.

В условиях переформирования русла, вызванного естественным русловым процессом, комплекс мероприятий, осуществленный при постройке мостового перехода и отвечающий своему назначению при ином положении и очертаний русла, может оказаться неприемлемым. Поскольку размещение отверстия моста и обычно срезка под мостом в процессе эксплуатации не изменяются, на выправление живого сечения под мостом должны влиять струенаправляющие дамбы, которые в связи с русловым процессом может потребоваться переустроить. В натуре такую перестройку, как правило, не выполняют. Следствием этого являются часто встречающиеся недостатки в работе эксплуатируемых мостовых переходов, связанные с неудовлетворительной работой струенаправляющих дамб.

Материалы, собранные Л. Г. Бегамом по 24 дефектным мостовым переходам, показали, что 80% из них имеют дефекты, связанные с неудовлетворительной работой струенаправляющих дамб, характеризующиеся сосредоточенными размывами и неравномерной загрузкой пролетов моста.

Признаком, который характеризует благоприятный ход общих деформаций русла под эксплуатируемым мостом, перекрывающим русло и участки пойм, является уширение бытового русла на участке моста (рис. 5.35). Наличие этого признака показывает, что пойменные участки моста размывы и объединились с бытовым руслом, и форма подмостового русла при этом стала ближе к прямоугольной, чем до размыва.

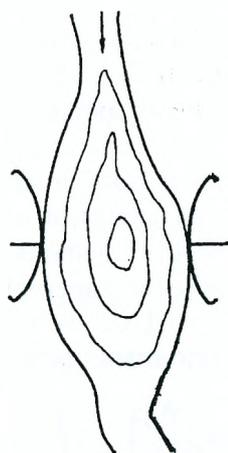


Рис. 5.35. Уширение русла на мостовом переходе

Срезка грунта на пойменных участках живого сечения под мостом способствует выравниванию глубин и приближению живого сечения под мостом к оптимальной форме.

Увеличивая площадь под мостом, срезка позволяет при той же величине коэффициента общего размыва сократить отверстие моста. Грунт из срезки часто может быть использован для отсыпки дамб и насыпи подходов, поэтому срезка оказывается экономически целесообразным мероприятием, однако при условии, что на срезке не будут откладываться наносы и с течением времени русло под мостом в результате объединения с пойменными участками отверстия уширится (см. рис. 5.35).

Чтобы срезка не заносилась, необходимо иметь в виду ряд обстоятельств.

Срезку не следует делать под мостами через блуждающие реки, перемещающие большие массы наносов. Такая срезка будет в короткое время полностью занесена. Это может быть еще до окончания работ по устройству срезки.

При расположении мостового перехода на криволинейном участке русла срезку выпуклого берега русла делать нецелесообразно, так как она будет занесена, поскольку такая срезка противоречит естественному ходу руслового процесса, когда происходит размыв вогнутого берега русла и отложение наносов на выпуклом берегу.

В бытовом состоянии русло реки вырабатывается под воздействием главным образом часто повторяющихся русловых расходов. Во время высоких паводков по поймам проходит значительная доля полного расхода, которая, если и влияет на формирование русла, то только как временный фактор.

При стеснении живого сечения реки подходами к мосту пойменные расходы направляются под мост и к бытовым руслоформирующим расходам прибавляются еще пойменные расходы.

Если наиболее часто встречающиеся максимальные расходы и уровни лежат выше средней отметки пойм, то пойменные расходы будут представлять собой постоянный фактор формирования нового русла под мостом и срезка будет эффективной. Если же наиболее часто встречающиеся расходы и уровни располагаются ниже средней отметки пойм, пойменные расходы не будут формировать русло, которое, несмотря на срезку, восстановит свою бытовую ширину. Условие частоты затопления пойм для эффективности работы срезки является необходимым, но еще недостаточным.

Если в сечении под мостом срезка занимает большую площадь, например, когда под мостом не допускается значительного общего размыва, скорости на срезке будут малы, что будет способствовать отложению наносов на ней.

Мостовые переходы, на которых не откладывались наносы на срезке или русло уширилось, объединившись с пойменными участками моста, характеризуются сравнительно высокой долей расчетного расхода, проходящего по пойме, а также значительной величиной коэффициента размыва.

Рассчитывать на хорошую работу срезки можно при наличии пойменного расхода, составляющего 50 и более процентов расчетного расхода и при коэффициенте общего размыва более 1,25-1,30.

Преувеличенная срезка под мостом будет влиять на ее работу аналогично неправильному размещению отверстия моста, когда большой пойменный участок его расположен со стороны малодейственной поймы. Срезка также не будет удовлетворительно работать, если направление потока под действием струенаправляющих дамб будет способствовать отложению наносов на ней.

Для того чтобы поток приобрел глубину и скорость, соответствующие срезке, она должна быть продолжена вверх и вниз от моста, а плоскость срезки должна плавно сопрягаться с поверхностью земли. Поэтому срезку выводят до головных частей струенаправляющих дамб (рис. 5.36), а сопряжение срезки с поверхностью поймы делают с откосами крутизной 1:5-1:10 с верховой стороны и 1:10-1:20 – с низовой. Направление откосов принимают нормально направлению течения у головных частей дамб.

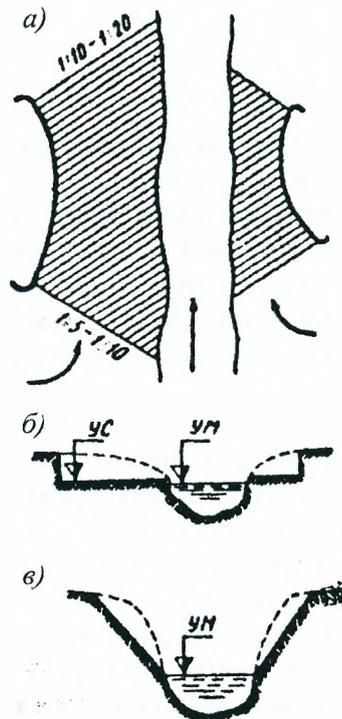


Рис. 5.36. Схема расположения срезки на мостовом переходе; а – план; б – профиль по оси перехода; в – профиль по оси перехода при наклонной плоскости срезки; УС – уровень срезки; УМ – уровень межени

На рис. 5.37 показаны возможные схемы срезов под мостом.

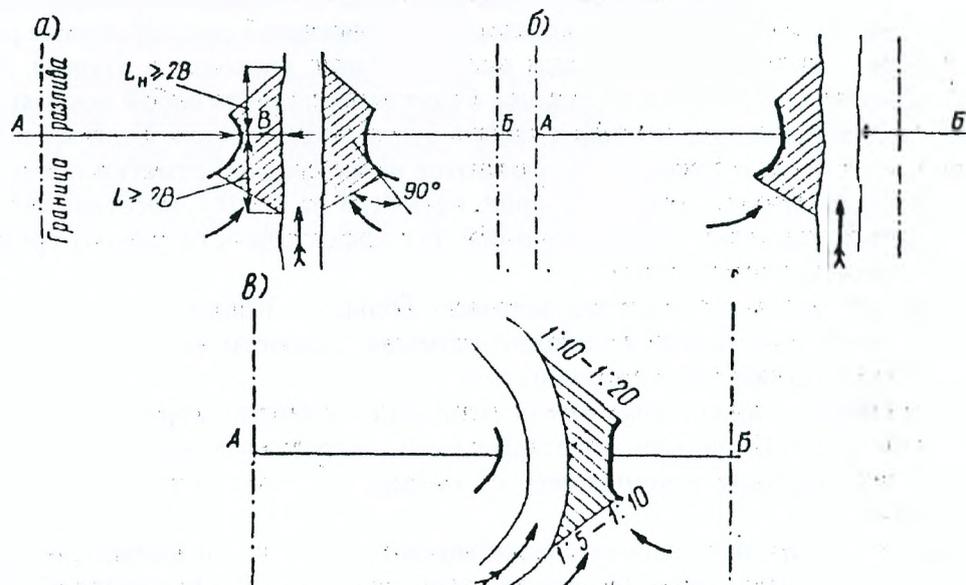


Рис. 5.37. Расположение срезки под мостом в плане: а – при двусторонней пойме; б – при односторонней пойме; в – при криволинейном русле

Уровень срезки назначают таким, чтобы была обеспечена возможность выполнить работы – на 0,3 – 0,4 м выше уровня средней межи (рис. 5.36, б).

Когда разность между отметками поймы и межи велика, плоскости срезки назначают не горизонтальными, а наклонными (рис. 5.36, в).

Если средняя отметка поймы близка к отметке средней межи или когда по местным условиям срезка экономически нецелесообразна, ее не назначают и ограничиваются расчисткой от растительности площади не менее той, которую занимала бы срезка.

Недооценка расчистки и ее невыполнение могут привести к снижению водопропускной способности пойменных пролетов моста, вызвать перегрузку русловых пролетов и увеличение подпора.

При пересечении трассой дороги меандрирующих рек бывают случаи, когда переход на прямолинейном участке русла из-за развития линии нецелесообразен. В таких случаях переход располагают на спрямленном русле (рис. 5.38, а). Наличие излучины, угрожающей насыпи подхода, вызывает также необходимость спрямления русла (рис. 5.38, б).

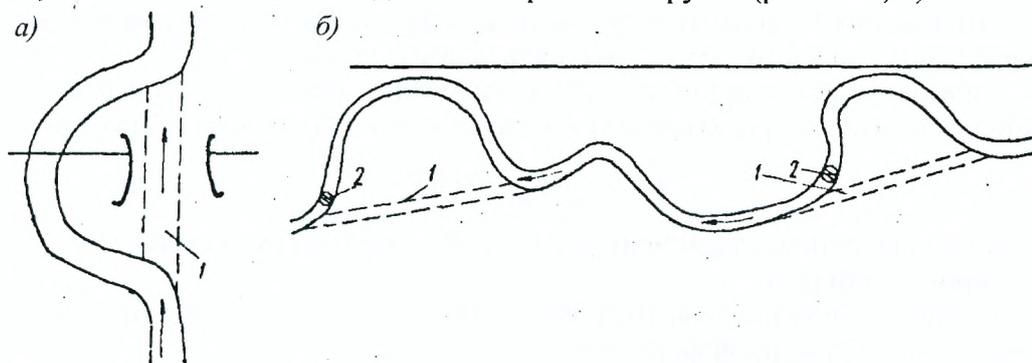


Рис. 5.38. План спрямлений русла: а – на мостовом переходе; б – для защиты земляного полотна от подмыва; 1 – участки спрямленного русла; 2 – запруды

Размеры спрямляемого русла рассчитывают на пропуск расхода, проходящего в бровках бытового русла. При расчете учитывают увеличение уклона в спрямленном русле за счет уменьшения длины спрямленного участка русла по сравнению с выключенной излучиной.

Площадь спрямленного русла $\omega_{сп}$ определяют по формуле

$$\omega_{сп} = \frac{Q_{брп}}{v_{брп} \left(\frac{L_{бр}}{l_{сп}} \right)^{2/3}}, \quad (5.128)$$

где $Q_{брп}$ – расход в бровках бытового русла, м³/с; $v_{брп}$ – скорость потока в бытовом русле при наполнении его до бровок, м/с; $L_{бр}$ – длина выключаемого участка бытового русла, м; $l_{сп}$ – длина спрямления, м.

Глубину спрямленного участка русла определяют по проектному продольному профилю, а ширину русла – исходя из известных площади и глубины.

Для ускорения отложения наносов в выключаемом участке русла в нижней его части устраивают запруды. Верх запруды назначают не выше бровок русла.

5.11. Приближенное назначение отверстий мостов для сравнения вариантов трассы и разработки ТЭО

Для выбора направления проектируемой дороги сравнивают несколько вариантов, которые трассируют по картам масштабов 1 : 10000, 1 : 25 000 и 1 : 50 000. Данные для эскизного проектирования и определения стоимости мостовых переходов определяют по картам.

Если ширина русла и границы пойм в данном масштабе карты ясно не выражены, а по карте могут быть установлены только границы бассейна, то ориентировочную величину отверстия моста определяют по формулам:

- для рек, имеющих снеговое половодье

$$L_{св} \approx \frac{AF^{0,5}}{1,5v}; \quad (5.129)$$

• для рек, имеющих ливневой паводок

$$L_{св} \approx \frac{BF^{0,35}}{1,5v}, \quad (5.130)$$

где $L_{св}$ – отверстие моста в свету, м, A – элементарные снеговой, а B – ливневой стоки расчетной вероятности превышения, определяемые для района трассы по опубликованным данным, $м^3/с км^2$; F – площадь водосбора, $км^2$; v – средняя скорость течения в главном русле, $м/с$.

Коэффициент размыва, учитывая приближенность расчета по формулам (5.129) и (5.130), в расчет не вводят.

Отметку расчетного уровня высокой воды на переходе определяют по формуле

$$УВВ_{1\%} = D_0 + 2F^{0,15}, \quad (5.131)$$

где $УВВ_{1\%}$ – отметка расчетного уровня высокой воды, м; D_0 – отметка межени или дна водотока, определенная по картам, м, F – площадь водосбора, $км^2$.

Если ширину русла и ширину разлива реки можно определить по карте с точностью, достаточной для эскизного проектирования, отверстие моста определяют по формуле

$$L_{св} = \frac{1}{P}(B_p + 0,04B_n), \quad (5.132)$$

где P – принятый средний коэффициент размыва; B_p – ширина русла реки в бровках, м; B_n – суммарная ширина пойм реки, м.

Наибольшую глубину после возможного размыва у мостовых опор от расчетного уровня определяют по приближенной формуле

$$h_{\max, np} \approx b_0 + 1,6H_{np}, \quad (5.133)$$

где b_0 – ширина опоры по обрезу фундамента, м; H_{np} – средняя глубина под мостом после размыва, м, определяемая по рис. 5.39 в зависимости от крупности грунта d и расхода воды

на метр отверстия моста $q = \frac{Q_{P\%}}{L_{св}}$.

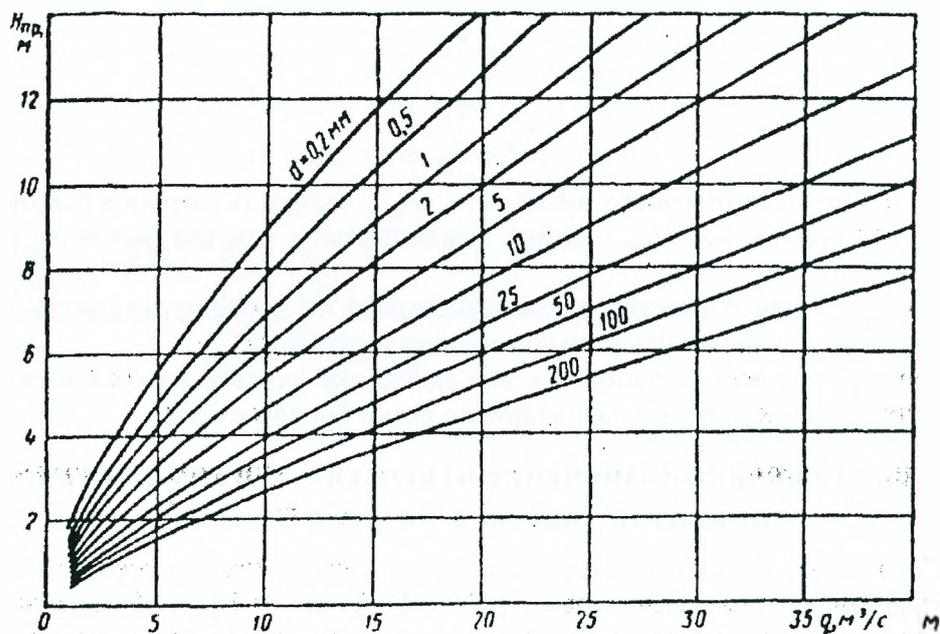


Рис. 5.39. График для приближенного определения средней глубины под мостом после размыва

Расчетные максимальные расходы рек, имеющих явно выраженные русла, при снеговом половодье могут быть ориентировочно определены по табл. 5.14 в зависимости от ширины русла B_p .

Значения величины расчетных расходов

Таблица 5.14

В _р , м	Вероятность превышения		В _р , м	Вероятность превышения	
	0,33%	1%		0,33%	1%
	Расход, м ³ /с			Расход, м ³ /с	
10	85	70	220	5350	4580
15	110	90	240	5870	5015
20	155	120	260	6300	5435
25	220	170	280	6835	5860
30	305	230	300	7360	6270
40	560	455	320	7865	6695
50	825	685	340	8365	7100
60	1095	915	360	8865	7500
70	1365	1155	380	9365	7900
80	1635	1395	400	9875	8290
90	1915	1640	420	10330	8640
100	2185	1880	440	10810	9050
120	2715	2330	460	11290	9450
140	3255	2790	480	11770	9810
160	3775	3240	500	12240	10200
180	4315	3700	520	12720	10570
200	4850	4140	540	13200	10930
			560	13680	11290

5.12. Приближенные расчеты общего размыва дна под мостами

Для предварительного назначения отверстия моста, а также при сравнении вариантов мостовых переходов, можно применять приближенные способы расчета общего размыва.

Расчет по максимальному расходу воды и допускаемой скорости течения. За основу расчета принимают уравнение неразрывности потока воды, относимое к пику паводка и размывому живому сечению под мостом

$$\Omega = Q/v_{p.m.}, \quad (5.134)$$

где Ω – площадь живого сечения под мостом после размыва при расчетном уровне высоких вод (РУВВ); Q – расчетный максимальный расход реки; $v_{p.m.}$ – средняя скорость течения в живом сечении под мостом при РУВВ после размыва.

Коэффициент общего размыва можно выразить через отношение площадей после и до размыва

$$P = h_m/h_{б.м.} = \Omega/\omega_{б.м.}, \quad (5.135)$$

где $w_{б.м.}$ – общая площадь живого сечения под мостом (русла и пойменного участка) при РУВВ в бытовых условиях и $\omega_{б.м.} = l_m h_{б.м.}$.

Согласно формулам (5.134) и (5.135) получаем

$$P = Q/(v_{p.m.} \omega_{б.м.}). \quad (5.136)$$

Для применения в расчетах зависимости (5.136) необходимо решить, как определять скорость $v_{p.m.}$, соответствующую окончанию общего размыва.

Принимая за скорость под мостом, при окончании общего размыва, скорость динамического равновесия русла, $v_{p.m.} = v_{б.р.}$, т.е. скорость, которая была в русле в бытовых условиях

$$v_{б.р.} = Q_{б.р.}/(B_{б.р.} h_{б.р.}), \quad (5.137)$$

имеем –
$$P_{hp} = \frac{Q}{Q_{б.р.}} \cdot \frac{B_{б.р.}}{l_m}. \quad (5.138)$$

Поскольку формула относится ко всему подмостовому сечению, то при наличии в отверстии пойменного участка принимают, что в ходе размыва он сливается с руслом и к пику паводка ширина русла становится равной ширине отверстия и соответственно

$$P_{hp} = \left(\frac{Q}{Q_{б.р.}} \cdot \frac{B_{б.р.}}{l_m} \right)^{1+x}, \quad (5.139)$$

где значения показателя степени $1/(1+x)$ зависят от средней крупности частиц грунта (табл. 5.15).

Значения показателя степени

Таблица 5.15

$d, \text{мм}$...	0,10	0,30	0,50	1,0	3,0	6,0	10,0	25,0	50,0	100,0
x	...	0,43	0,42	0,41	0,40	0,38	0,36	0,35	0,31	0,30	0,28
$1/(1+x)$...	0,70	0,705	0,71	0,72	0,725	0,735	0,76	0,78	0,78	0,785

Формула (5.139) относится ко всему подмостовому сечению и применима в случае, когда по дну влекутся наносы.

Среднюю толщину слоя общего размыва дна в отверстии моста находят как $H_{cp} = (P_{hp} - 1)h_{б.р.}$

Общий размыв по формуле (5.139) определяют при отверстиях мостов

$$l_m < B_{б.р.} Q / Q_{б.р.}, \quad (5.140)$$

так как при $l_m = B_{б.р.} Q / Q_{б.р.}$ коэффициент размыва $P_{hp} = 1$. В случае, если отверстие больше, чем $l_m = B_{б.р.} Q / Q_{б.р.}$, общего размыва дна не будет.

Размыв мостового русла может вскрыть пласты грунта, состоящего из более крупнозернистого материала, чем верхние слои, или пласты плотного связного грунта. Величина размывающей скорости v_0 для этих грунтов оказывается иногда большей, чем фактическая скорость v_ϕ в разработанном живом сечении, дно которого достигло трудноразмываемых пластов или проходит в них. В этом случае размыв ограничен геологическими условиями. Он остановится на глубине меньшей, чем рассчитанная в предположении однородной толщи движущихся наносов,

Имея геологический разрез русла, необходимо в процессе расчета общего размыва проверять возможность его ограничения по геологическим условиям. Ход расчета следующий. Первоначально определяют коэффициент общего размыва $P = P_{hp} h_{б.р.} / h_{б.м.}$, где P_{hp} вычисляют по формуле (5.139). Затем устанавливают вероятный коэффициент общего размыва по геологическим условиям $P_\Gamma = \Omega_\Gamma / \omega_{б.м.}$, где Ω_Γ – площадь размытого живого сечения под мостом при положении дна, достигшем трудноразмываемого пласта (рис. 5.40).

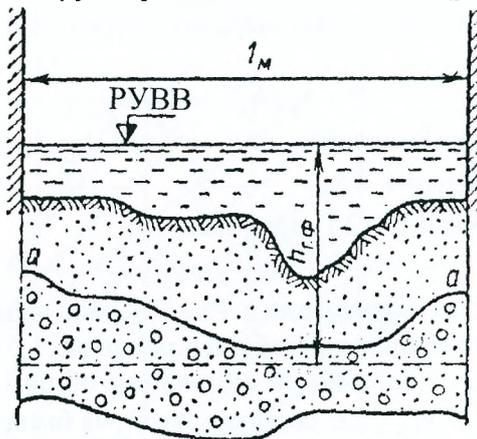


Рис. 5.40. Ограничение размыва по геологическим условиям: а-а – верхняя граница трудноразмываемого пласта

Если $P < P_\Gamma$, размыв не доходит до этого пласта; если же $P > P_\Gamma$, размыв или останавливается на границе пласта, или же на некоторую глубину заходит в него.

Если $P > P_\Gamma$ и фактическая скорость на границе пласта $v_\phi > v_0$ определяют, какая часть пласта захватывается размывом. Для этого находят среднюю глубину потока $h_{г.ф}$ в размытом живом сечении из условия равенства скоростей

$$v_\phi = v_0. \quad (5.141)$$

Расчет производят подбором или с помощью построения графика (рис. 5.41), так как каждая из скоростей с увеличением глубины изменяется по своему закону.

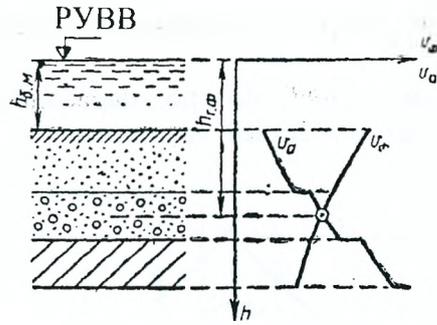


Рис. 5.41. Графическое определение глубины $h_{z,ф}$ по условию $v_ф = v_0$

Средняя толщина слоя общего размыва тогда будет равна

$$H_{ср} = h_{z,ф} - h_{б.ш.} \quad (5.142)$$

Расчет по объему стока. В его основу положены те же исходные условия и зависимости, что и при расчете общего размыва по гидрографу паводка. Но расчет производят по суммарному времени размыва и соответствующему ему объему стока, без разбивки гидрографа на ступени, благодаря чему вычислительная работа значительно сокращается.

Действующий объем стока V_p , формирующий размыв во время расчетного паводка, состоит из двух частей (рис. 5.42)

$$V_p = V_n + V_0, \quad (5.143)$$

где V_n – объем стока на подъеме; V_0 – часть объема стока на спаде за время от пика паводка до окончания размыва.

Продолжительность размыва t_0 на спаде паводка составляет некоторую часть времени спада $t_{сн}$ (рис. 5.42)

$$t_0 = m \cdot t_{сн}, \quad (5.144)$$

где m зависит от характеристик русла реки и от времени, в течение которого речной поток стеснен подходами к мосту.

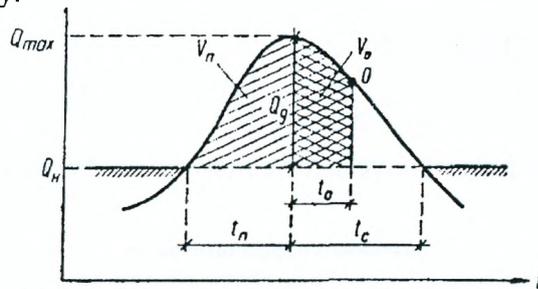


Рис. 5.42. К расчету общего размыва по объему стока

Действующий объем стока можно выразить через эквивалентный объем, равный произведению части максимального расхода воды Q_0 и эквивалентного времени t_3 ; $V_p = Q_0 t_3$ (рис. 5.43).

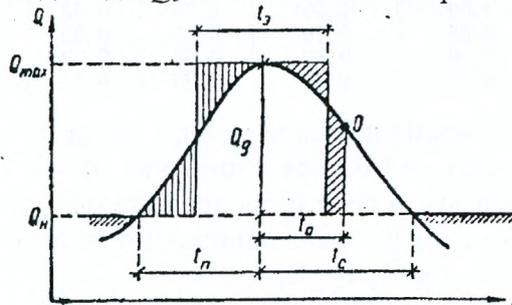


Рис. 5.43. Определение эквивалентного времени размыва t_3 по гидрографу стока ($Q_0 = Q_{max} - Q_n$)

Тогда

$$t_3 = (V_n + V_0) / Q_0, \quad (5.145)$$

где действующий объем стока $(V_n + V_0)$ при известном времени t_0 , определяют по расчетному гидрографу.

Расчетные гидрографы иногда схематизируют. В этом случае определение эквивалентного времени упрощается.

При схематизации ветвей гидрографа по параболическим кривым, предложенным Д. Л. Соколовским (рис. 5.44), уравнения ветвей: на подъеме $Q_n = Q_0(t/t_n)^\alpha$, на спаде $Q_{cn} = Q_0(t_{cn}-t)^\beta$.

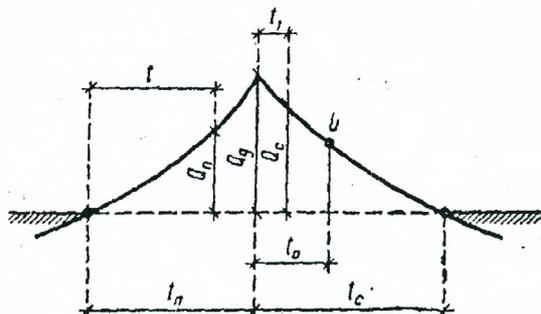


Рис. 5.44. К определению эквивалентного времени размыва при схематизации ветвей гидрографа по параболическим кривым

Эквивалентное время будет выражаться зависимостью

$$t_3 = \frac{V_n + V_0}{Q_0} \quad (5.146)$$

и обозначая отношение времени спада к времени подъема

$$t_{cn}/t_n = \gamma, \quad (5.147)$$

получим

$$\frac{t_3}{t_n} = \frac{1}{\alpha + 1} + \frac{\gamma}{\beta + 1} \cdot [1 - (1 - m)^{\beta + 1}]. \quad (5.148)$$

Если обе ветви гидрографа квадратные параболы ($\alpha = \beta = 2$)

$$\frac{t_3}{t_n} = \frac{1}{3} \{1 + \gamma \cdot [1 - (1 - m)^3]\}. \quad (5.149)$$

При треугольном гидрографе ($\alpha = \beta = 1$)

$$\frac{t_3}{t_n} = \frac{1}{2} \{1 + \gamma \cdot [1 - (1 - m)^2]\}. \quad (5.150)$$

В табл. 5.16 приводятся рекомендуемые величины коэффициента m .

Таблица 5.16

Время, в течение которого поток стеснен подходами, сут.	Значения коэффициентов m					
	Отношение ширины русла к средней крупности наносов ($B_{6.p}/d$) · 10 ⁻³					
	1000	400	160	33	17	7
10 и менее	1,00	0,90	0,75	0,45	0,25	0,10
15	0,86	0,76	0,65	0,33	0,19	0,07
30	0,76	0,62	0,50	0,19	0,13	0,07
60	0,66	0,47	0,36	0,10	0,07	0,07

Как следует из табл. 5.16, время на спаде $t_0 = mt_{cn}$, когда под мостом после пика паводка продолжается размыв дна, может колебаться в широких пределах: от $t_0 = t_{cn}$ до $t_0 = 0,07 t_{cn}$, в зависимости от характеристики русла реки и продолжительности стеснения потока подходами. Для определения величины слоя размыва используют те же основные зависимости, что и при расчете общего размыва по гидрографу паводка.

В случаях, когда в отверстии моста имеются русловой и пойменный участки, расчет общего размыва по объему стока производят отдельно в русловой и пойменной частях отверстия.

Расчет общего размыва по объему стока учитывает все основные факторы, оказывающие влияние на величину размыва: время размыва, форму гидрографа, русловые и гидравлические характеристики потока на данном участке реки, меру стеснения потока мостовым переходом, поэтому расчет по объему стока дает близкие к действительности результаты.

6. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ

6.1. Основные положения

Эскизное проектирование конструкций мостов является неотъемлемой частью проектирования мостовых переходов. Эскизный проект моста в виде конструктивной схемы необходим при сравнении вариантов мест перехода через реку, а также при назначении величины отверстия моста в данном месте перехода, когда сравниваются отверстия разной величины с различной глубиной размыва.

Эскизное проектирование моста включает в себя разбивку отверстия моста на пролеты, выбор материала пролетных строений и опор, выбор системы пролетных строений и типа фундаментов опор, назначение основных размеров конструкций моста.

Детальная разработка конструкции моста с необходимыми статическими расчетами производится после выбора варианта перехода и величины отверстия моста.

Основными величинами, характеризующими мост, являются длина моста, ширина проезжей части на автодорожном или городском мосту, числовая схема разбивки моста на пролеты, высота моста и величина временной подвижной нагрузки.

Длина моста определяется расстоянием между крайними конструктивными элементами моста. Например, при устоях с обратными стенками длина моста определяется расстоянием между концами обратных стенок устоев.

В числовой схеме разбивки моста на пролеты указывается число пролетов и расчетные величины пролетов. Например, числовая схема моста: $5 \times 32, 10 + 2 \times 104,00 + 2 \times 32,10$ означает, что река перекрыта мостом, имеющим 9 пролетов: на пойменных участках 7 пролетов величиной по 32,10 м, а на русловом участке 2 пролета величиной по 104 м.

Высота моста определяется расстоянием от обреза фундамента опоры до уровня проезда в наиболее высокой части моста.

Ширина проезжей части автодорожных мостов устанавливается в зависимости от предполагаемой интенсивности движения и назначаемой в соответствии с этим категорией дорог.

Ширина тротуаров автодорожных мостов назначается в зависимости от предполагаемой интенсивности пешеходного движения, равной 0,75 м или 1,5 м. Ширина однополосных тротуаров, примыкающих к проезду, принимается равной 1,0 м (0,75 м плюс защитная полоса 0,25 м). Ширина тротуаров городских мостов назначается в зависимости от интенсивности пешеходного движения равной 1,5, 2,25, 3,0 м и т. д., кратной 0,75 м. Пропускная способность одной полосы тротуара шириной 0,75 м считается равной 1000 пешеходов в час.

Мосты на автомобильных дорогах располагают преимущественно на прямых участках дороги. Расположение мостов на кривых применяется редко, так как усложняет конструкцию мостов. При расположении мостов на кривых радиусы кривых принимаются в соответствии с нормами проектирования дорог.

В продольном профиле мосты располагают на горизонтальных площадках и на уклонах. Величина допускаемого продольного уклона на мосту принимается в соответствии с нормами проектирования дорог.

В зависимости от класса водного пути, устанавливаемого для каждой реки организацией, ведающей судоходством и сплавом по данной реке, по нормам определяется минимальная ширина и высота подмостовых габаритов в судоходных пролетах.

Конструкция пролетного строения принимается в зависимости от величины перекрываемого пролета. При пролетах не более 30-40 м применяют типовые железобетонные сборные пролетные строения в виде разрезных П-образных, Т-образных или двутавровых балок (рис. 6.1). При пролетах 60-80 м применяют сборные железобетонные арочные пролетные строения с ездой по верху или преднапряженные железобетонные пролетные строения рамно-консольной системы. Пролеты величиной более 100 м могут быть перекрыты железобетонными арочными пролетными строениями с ездой по верху (рис. 6.2).

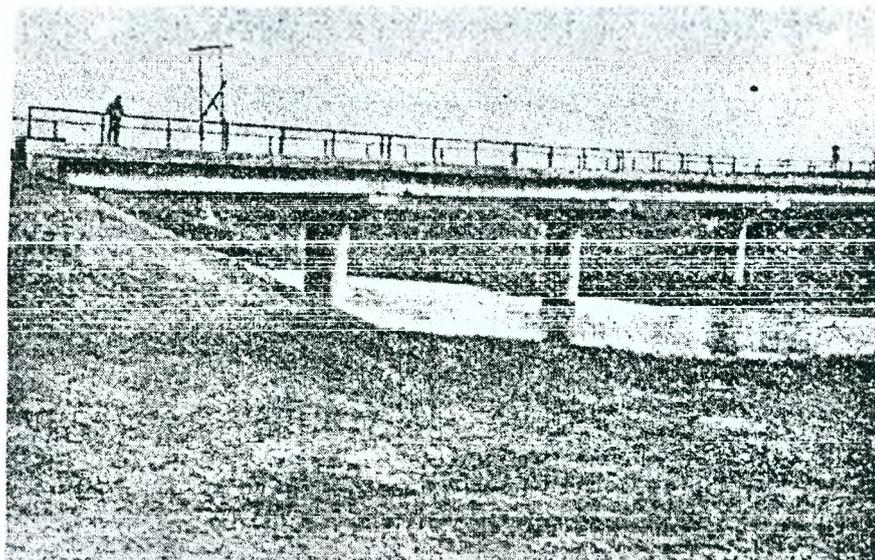


Рис. 6.1. Железобетонный балочный мост

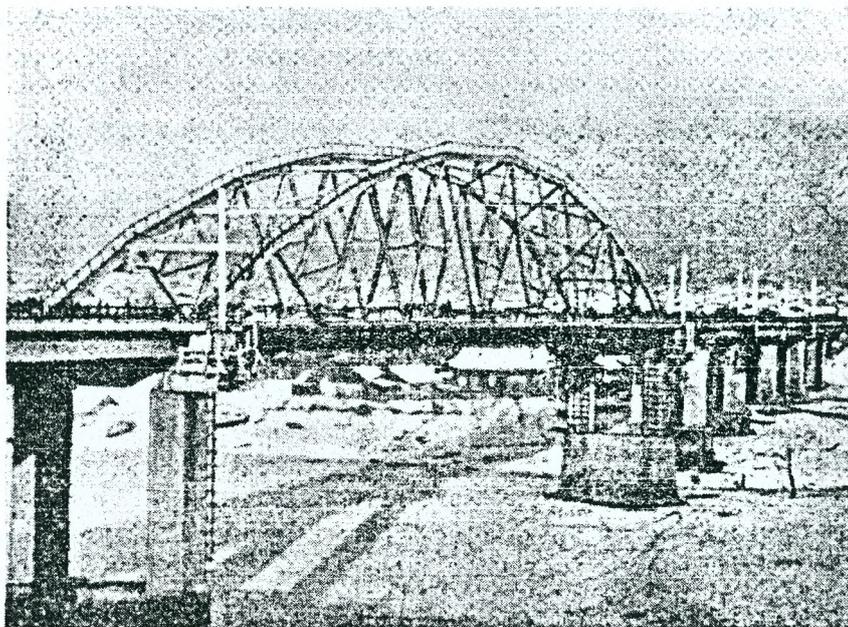


Рис. 6.2. Металлическое пролетное строение моста

Пролетные строения мостов могут быть как сборными, так и монолитными.

При перекрытии пролетов величиной не более 40 м в автодорожных и городских мостах применяются исключительно железобетонные пролетные строения. Металлические пролетные строения применяются только при перекрытии больших пролетов.

Опоры мостов устраивают из бетона и железобетона в виде сборных и монолитных конструкций.

При пролетах величиной 40-60 м наряду с железобетонным применяют металлические пролетные строения, в виде сварных разрезных балок, объединенных с железобетонной плитой (сталежелезобетонные пролетные строения). При пролетах величиной более 40-60 м применяют неразрезные металлические пролетные строения со сплошной стенкой и сквозные конструкции в виде ферм и комбинированных систем (рис. 6.2). Сквозными фермами перекрывают пролеты величиной до 120-150 м. При сооружении городских мостов применяются металлические арочные пролетные строения пролетом более 100 м и висячие системы.

На судоходных реках пролетные строения могут устраиваться из разных материалов: судоходные пролеты величиной более 60 м перекрывают металлическими пролетными строениями, а остальные пролеты меньшей величины перекрывают пролетными строениями из железобетона.

6.2. Составление конструктивных схем мостов

Как отмечено выше, составление схемы моста включает в себя разбивку на пролеты, выбор материала пролетных строений и опор, выбор системы пролетных строений, выбор типа опор и фундаментов, назначение основных размеров моста.

Конструкцию моста при составлении схемы обычно разрабатывают эскизно, без применения подробных расчетов, но степень разработки должна быть достаточной для определения технико-экономических показателей, необходимых для сравнения вариантов мест перехода и величин отверстий: стоимости, объемов основных работ и расхода материалов.

Габарит автодорожного или городского моста принимается в соответствии с категорией дороги по табл. 6.1. Габаритные схемы представлены на рис. 6.3.

Габаритные значения мостов

Таблица 6.1

Расположение мостов	Категория дорог или улиц	Общее число полос движения	Габарит	Ширина, м	
				полос безопасности Γ	проезжей части λb
Автомобильные дороги общего пользования, подъездные и внутренние автомобильные дороги промышленных предприятий (без обращения автомобилей особо большой грузоподъемности)	I	6	$\frac{\Gamma - (13,25 + C + 13,25)}{2(\Gamma - 15,25)}$	2,0	$\frac{11,25 \cdot 2}{7,5 \cdot 2}$
		4	$\frac{\Gamma - (9,5 + C + 9,5)}{2(\Gamma - 11,5)}$		
	II III IV	2	$\Gamma - 11,5$	2,0	7,5
			$\Gamma - 10$	1,5	7,0
			$\Gamma - 8^*$	1,0	6,0
V	1	$\Gamma - 6,5^{**}$ $\Gamma - 4,5$	1,0 0,5	4,5 3,5	
Автомобильные внутризаводские дороги в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях	I-с	2	$\Gamma - 8^*$	1,0	6,0
	II-с	1	$\Gamma - 6,5^{**}$ $\Gamma - 4,5$	1,0	4,5
				0,5	3,5
III-с	1	$\Gamma - 4,5$	0,5	3,5	
Автомобильные дороги промышленных предприятий с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности	III-п	2	$\Gamma - 11,5$	1,75	8,0
			$\Gamma - 13$ $\Gamma - 14$ $\Gamma - 15$	2,0 2,0 2,0	9,0 10,0 11,0
IV-п		$\Gamma - 10$	1,25	7,5	
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Скоростные дороги, магистральные улицы и дороги общего городского значения с непрерывным движением	8	$\frac{\Gamma - (16,0 + C + 16,0)}{2(\Gamma - 17)}$	1,0	15,0 \cdot 2
		6	$\frac{\Gamma - (12,25 + C + 12,25)}{2(\Gamma - 13,25)}$		11,25 \cdot 2
	Магистральные улицы и дороги общего городского значения с регулируемым движением и районного значения	6	$\Gamma - 24$	0,75	22,5
		4	$\Gamma - 16,5$		15,0
	Дороги грузового движения	4	$\frac{\Gamma - (8,25 + C + 8,25)}{2(\Gamma - 9)}$	0,75	7,5 \cdot 2
		2	$\Gamma - 9$		7,5
	Поселковые улицы и дороги	2	$\Gamma - 8$	0,50	7,0

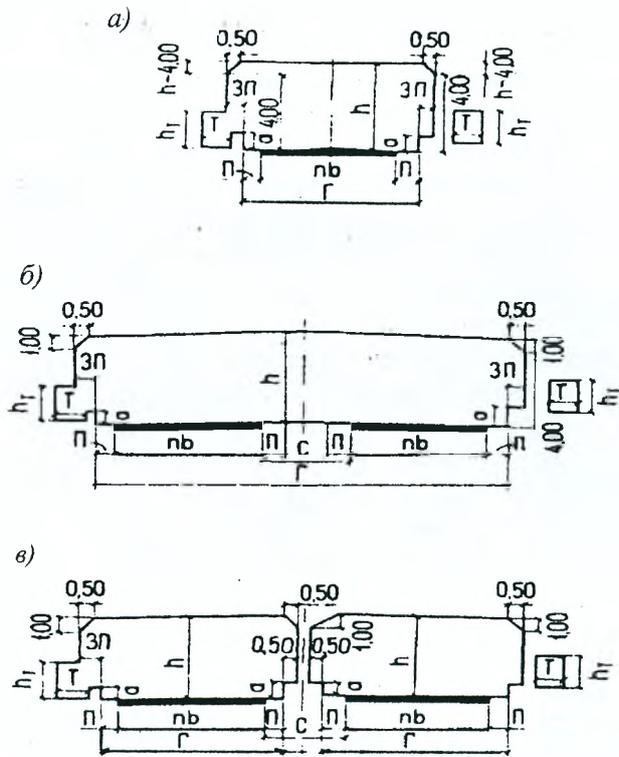


Рис. 6.3 Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах: а – при отсутствии разделительной полосы; б – с разделительной полосой без ограждений; в – с разделительной полосой при наличии ограждений

Обозначения, принятые на схеме габаритов: nb – общая ширина проезжей части или ширина проезжей части для движения одного направления; n – число полос движения и b – ширина каждой полосы движения принимаются для мостов: на дорогах общего пользования – по СНиП 2.05.02-85; на внутрихозяйственных дорогах – $n = 2$, $b = 3,0$ м; на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах – по СНиП 2.05.11-83; $П$ – полосы безопасности (предохранительные полосы); $С$ – разделительные полосы (при многополосном движении в каждом направлении), ширина которых равна расстоянию между кромками проезжих частей разного направления движения; $3П$ – защитные полосы, ширину которых, как правило, следует принимать равной 0,5 м., для деревянных мостов с ездой понизу – 0,25 м; $Г$ – расстояние между ограждениями проезда, в которое входит и ширина разделительной полосы, не имеющей ограждений; T – ширина тротуаров; h – габарит по высоте (расстояние от поверхности проезда до верхней линии очертания габарита), принимаемый для мостов: на автомобильных дорогах I–III категорий, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов – не менее 5,0 м; на автомобильных дорогах IV и V категорий и на внутрихозяйственных автомобильных дорогах – не менее 4,5 м; на автомобильных дорогах промышленных предприятий III-п и IV-п категорий – не менее высоты намеченных к обращению транспортных средств плюс 1,0 м, но не менее 5 м; a – высота ограждений проездов; $h_т$ – габарит по высоте на тротуарах, принимаемый не менее 2,5 м.

На рис. 6.4 для сравнения приведены габаритные схемы автодорожных и железнодорожных мостов.

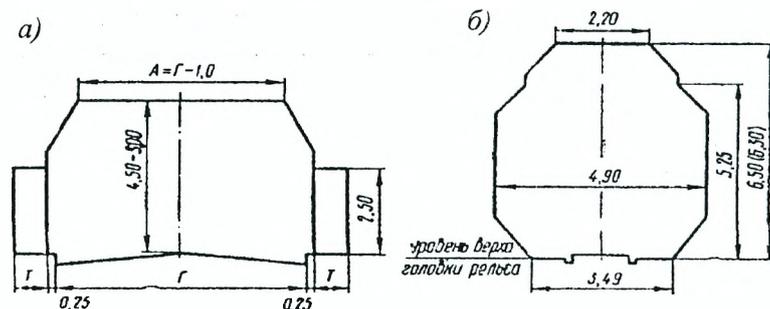


Рис. 6.4 Габариты мостов: а – автодорожного; б – железнодорожного на перегоне

На судоходных и сплавных реках величины пролетов должны, в первую очередь, удовлетворять требованиям судоходства и сплава, определенным нормами проектирования подмостовых габаритов НСП 103–84 (рис. 6.5).

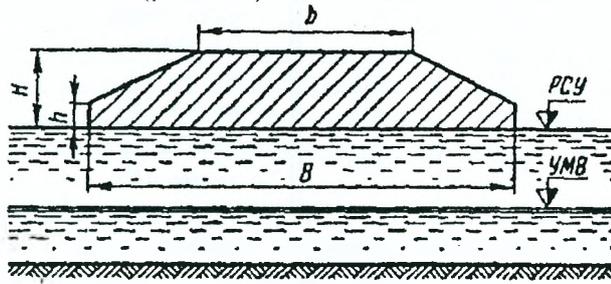


Рис. 6.5. Подмостовой габарит

Основные положения этих норм приведены в табл. 6.2.

Подмостовые габариты

Таблица 6.2

Класс водного пути	Глубины судового хода (гарантируемые), м	Ширина габарита (B) при наличии лесосплава, м		Высота габарита, м	
		для пролета низового направления движения	для пролета взводного направления движения	в средней части пролета (H)	у опор (h)
I	Более 2,0	Не менее 140	Не менее 120	Не менее 13,5	Не менее 5,0
II	1.6-2.	140	100	12.5(10.0)	4.0
III	1.1-2.0	120	80	10.0	3.5
IV	0.8-1.4	80	60	10.0(7.0)	2.5
V	0.6-1.1	60	40	7.0	2.0
VI	0.45-0.80	40(30)	20	3.5	1.5
VII	Менее 0,6	20(10)	10(9)	3,5(1,5)	1,0

Примечания: 1. Для водных путей I, II и III классов протяженность повышенной части габаритов $b=2/3 B$, если колебания навигационных уровней воды не превышают 4 м.

2. Величины, указанные в скобках, допустимы при согласовании соответствующих организаций.

3. Если на реке нет лесоповала или его размеры ограничены, то величину судоходных пролетов назначают по пролету взводного направления.

Расположение судоходных пролетов по ширине реки должно совпадать с расположением судовых ходов.

Размещать судоходные пролеты следует таким образом, чтобы в межень по всей ширине судоходных пролетов были обеспечены необходимые глубины судового хода.

На реках с ледоходом величины пролетов моста, кроме судоходных требований, должны удовлетворять условию беззаторного пропуска льда.

Минимальную ширину пролета $l_{пр. мин}$ для беззаторного пропуска ледохода определяют по приближенной формуле

$$l_{пр. мин} = \frac{7,3 \cdot b_{он} \cdot K_{\lambda} \cdot L_{\lambda}}{V_{\lambda}^2 \cdot P_{\lambda} \cdot B_{\lambda}}, \quad (6.1)$$

где $b_{он}$ – ширина опоры на расчетном уровне ледохода, м; K_{λ} – удельное расчетное давление льда на опору, кН/м^2 , принимаемое для вертикального или слабо наклонного режущего ребра опоры по табл. 6.2а; V_{λ} – средняя скорость движения льдин, принимаемая равной средней поверхностной скорости течения воды при расчетном уровне ледохода, м/с; P_{λ} – плотность ледохода (отношение площади, занятой льдом, ко всей площади водной поверхности на участке мостового перехода); если нет натуральных данных, принимают $P_{\lambda} = 0,7$; B_{λ} – ширина реки при расчетном уровне ледохода, м; L_{λ} – средний поперечный размер льдин, м; если нет натуральных данных, принимают $L_{\lambda} \approx 0,1 B_{\lambda}$.

Значения удельного расчетного давления льда

Таблица 6.2а

Форма режущей грани опоры в плане	Скорость движения льдин $V_{л}$, м/с			Форма режущей грани опоры в плане	Скорость движения льдин $V_{л}$, м/с		
	1,0	2,0	3,0		1,0	2,0	3,0
	$K_{л}$, кН/м ²				$K_{л}$, кН/м ²		
Прямоугольная	450	300	230	То же при 90°	330	220	170
Полуциркулярная	410	270	210	То же при 75°	310	200	160
Треугольная при угле заострения 120°	360	240	190	То же при 60°	290	190	150
				То же при 45°	270	180	140

В табл. 6.2а значения $K_{л}$ даны для европейской части СНГ, за исключением среднего и нижнего течения рек бассейна Северного Ледовитого океана; для рек Севера и Сибири табличные значения $K_{л}$ умножают на 1,5, в их среднем течении и на 1,7 – в нижнем.

Величину несудоходных пролетов на судоходных и сплавных реках и величины всех пролетов на реках, где нет судоходства и сплава, назначают из экономических и производственных соображений, а также из условия беззаторного пропуска льда.

Величину пролета, удовлетворяющую условию минимальной стоимости моста, называют экономически выгодной. Ее можно определить путем составления нескольких вариантов разбивки моста на пролеты и сравнения их по стоимости.

Производственными соображениями учитывается возможность изготовления на заводах или полигонах, расположенных в районе проектируемого перехода, пролетных строений той или иной длины, а также условия их транспортировки и степень сложности строительно-монтажных работ по сооружению моста с данной величиной пролетов.

На переходах через большие судоходные реки обычно величины судоходных пролетов значительно превышают экономически выгодные величины, поэтому на таких переходах отверстие моста обычно разбивают на пролеты неодинаковой длины: в русловой части отверстия назначают большие пролеты, в которые могут проходить суда, а на пойменных участках отверстия – меньшие. При этом число судоходных пролетов должно обеспечивать нормальное судоходство по реке, учитывая возможную деформацию русла реки под мостом, при которой судовые ходы могут сместиться по отношению к их первоначальному положению.

На переходах через небольшие несудоходные реки из производственных соображений, с целью упрощения изготовления и монтажа пролетных строений, отверстие моста часто разбивают на пролеты одинаковой величины.

На равнинных судоходных реках высота автодорожного моста в судоходных пролетах обычно определяется высотой подмостового габарита и строительной высотой пролетных строений.

В несудоходных пролетах минимальное возвышение низа пролетных строений мостов над уровнями воды и ледохода принимают по табл. 6.3.

Значения наименьших возвышений

Таблица 6.3

№ п/п	Наименование элементов моста	Наименьшее возвышение, м			
		над уровнем воды (с учетом влияния подпора)			над наименьшим уровнем ледохода
		расчетным для мостов на дорогах		наибольшим для мостов на железной дороге	
		железных	автомобильных		
1	Низ пролетных строений:				
	а) при глубине подпертой воды не более 1 м	0,50	0,50	0,25	-
	б) то же, более 1 м	0,75	0,50	0,25	0,75
	в) при наличии карчехода	1,50	1,00	1,00	-
2	г) на селевых погоках	-	1,00	1,00	-
	Подферменные площадки	0,25	0,25	-	0,50
3	Низ пят арок и сводов	0,25	0,25	-	0,25
4	Низ продольных схваток и выступающих элементов конструкций в пролетах деревянных мостов	0,25	0,25	-	0,75

На небольших несудоходных реках высота моста часто определяется продольным профилем дороги.

Высота городского моста может определяться, кроме высоты подмостового габарита, уровнями расположения предмостовых площадей и улиц.

После разбивки моста на пролеты и определения высоты моста H_m , устанавливают его длину L_m . Связь между длиной моста и его отверстием l_m выражается формулой (рис. 6.6)

$$L_m = l_m + \sum b_i + b_{лев} + b_{пр} + 2\Delta, \quad (6.2)$$

где $\sum b_i$ – сумма толщин промежуточных опор; для балочных мостов с пролетами от 10 до 100 м толщина опоры может приниматься соответственно от 1 до 3 м; $b_{лев}$ и $b_{пр}$ – расстояния от бровок конусов до уреза воды при расчетном уровне; Δ – заглубление конструкции береговой опоры в конус подходной насыпи, принимаемое равным 0,75-1,0 м.

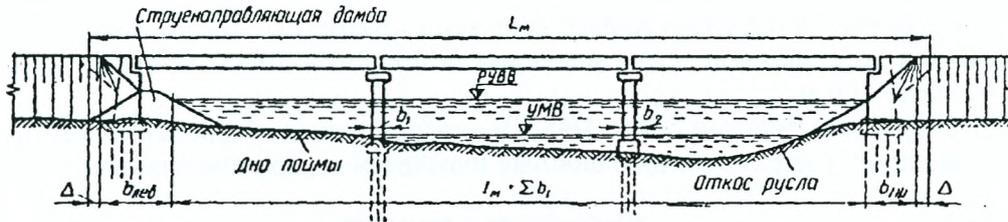


Рис. 6.6. К определению отверстия моста (l_m) и длины моста (L_m)

После окончательной разработки конструктивной схемы моста длину его уточняют.

А сейчас проанализируем особенности конструирования поэлементно.

Пролетные строения мостов при пролетах не более 30-40 м применяют преимущественно в виде сборных железобетонных конструкций, изготавливаемых на заводах или полигонах.

Для перекрытия малых пролетов величиной до 15 м применяют разрезные балочные сборные железобетонные пролетные строения из сплошных и пустотелых плит, из П- и Т-образных балок.

Для перекрытия пролетов величиной 15-40 м в автодорожных и городских мостах применяют балочные разрезные сборные ребристые пролетные строения из преднапряженного железобетона и унифицированные пролетные строения.

Конструкция и материал пролетного строения и опор моста определяются необходимым сроком службы перехода, величиной пролетов, геологическими условиями на переходе и экономическими требованиями.

На постоянных мостовых переходах пролетные строения и опоры сооружают из железобетона и металла. Из дерева сооружают лишь временные мосты небольших пролетов.

При разработке конструктивной схемы моста с пролетами не более 30-40 м конструкцию пролетного строения обычно выбирают по справочникам и альбомам типовых проектов в соответствии с назначенной величиной пролета, шириной моста, расчетной нагрузкой и другими данными. Поверочных расчетов пролетных строений в этом случае не производят.

При перекрытии пролетов 40-160 м в автодорожных и городских мостах применяют сборные железобетонные пролетные строения в виде неразрезных или консольных балок, в виде рамно-консольных и комбинированных систем (рис. 6.7). Обычно такие пролетные строения проектируются индивидуально.

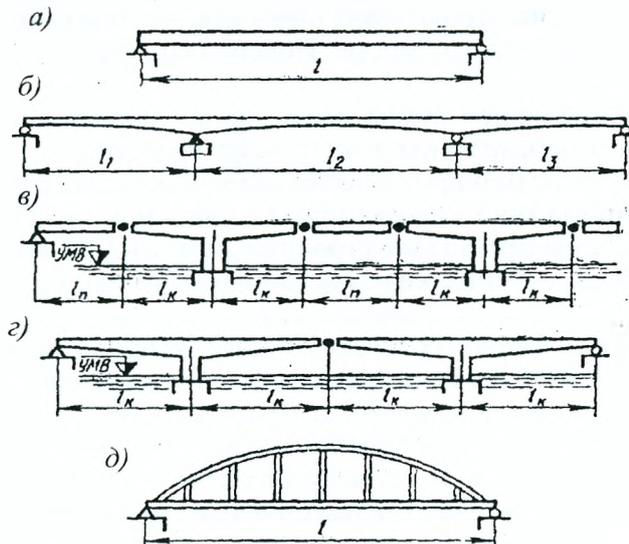


Рис. 6.7. Железобетонные пролетные строения мостов: а – балочное разрезное; б – балочное неразрезное; в – рамно-подвесное; г – рамно-консольное; д – арочное с затяжкой

Для пролетов 40-120 м в автодорожных и городских мостах наряду с железобетонными применяются типовые сталежелезобетонные балочные пролетные строения заводского изготовления разрезной и неразрезной системы, а также металлические комбинированные пролетные строения в виде сочетания арок и балок. Применение металлических пролетных строений в каждом случае должно быть обосновано неблагоприятными для применения железобетона местными условиями (слабые грунты, трудности транспортировки железобетонных конструкций, отсутствие мощных кранов и др.) (рис.6.8).

Металлические пролетные строения применяют в виде балок со сплошной стенкой и в виде сквозных ферм. Применяют преимущественно разрезные балки и фермы типовой конструкции. Балки со сплошной – для перекрытия пролетов 30–60 м, сквозные фермы – при пролетах от 40 до 160 м.

Для перекрытия пролетов более 160 м в автодорожных и городских мостах применяют металлические пролетные строения балочные неразрезные, арочные, висячие и вантовые.

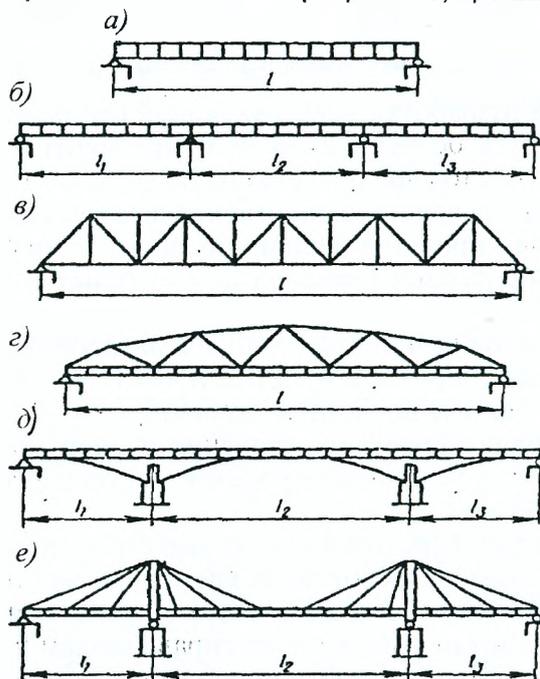


Рис. 6.8. Металлические пролетные строения мостов: а – балочное разрезное со сплошной стенкой; б – балочное неразрезное со сплошной стенкой; в – балочное разрезное сквозное; г – комбинированное с гибким верхним поясом; д – комбинированное с арочными подпругами; е – вантовое

При разработке конструктивной схемы моста с пролетами более 40 м конструкцию пролетного строения выбирают по справочникам и альбомам типовых проектов или применяют аналогичную конструкцию пролетного строения, чертежи которой были разработаны раньше, при проектировании другого моста. Проверочных расчетов пролетного строения в этом случае обычно не делают.

При разработке конструктивной схемы моста, кроме типовой и аналогичной конструкции, может быть использована и оригинальная конструкция пролетного строения. Применяя оригинальную конструкцию, основные размеры ее необходимо обосновать специальными расчетами.

Промежуточные опоры моста проектируют с учетом воздействия льда, высоты моста, величины пролетов и системы пролетных строений. При отсутствии ледохода опоры балочных мостов могут быть построены из железобетонных свай или стоек (рис. 6.9, а, б). При наличии ледохода тело опоры устраивают массивным из блоков.

Промежуточные опоры балочных мостов больших пролетов устраивают массивными из бетонной кладки или блоков, а также в виде отдельно стоящих столбов. При небольших пролетах в автодорожных и городских мостах применяют бетонные опоры с консольными железобетонными оголовками, дающими значительную экономию бетона.

При высоте опор не более 6-8 м их устраивают свайными и стоечными или массивными на всю высоту. Массивные опоры устраивают обтекаемой или заостренной формы (рис. 6.9, г).

При большой высоте моста применяют опоры с облегченной верхней частью, нижнюю часть опоры в пределах колебания уровней воды устраивают массивной, а надводную часть

опоры – сборной из столбов, объединенных поверху ригелем (рис. 6.9, д). При пролетных строениях, состоящих из двух балок или ферм, ригели у столбчатой опоры не устраивают.

Для свайных и стоечных опор применяют железобетонные сваи и стойки прямоугольного сечения. Ширину оголовка свайной или стоечной опоры принимают равной 1,0-1,2 м.

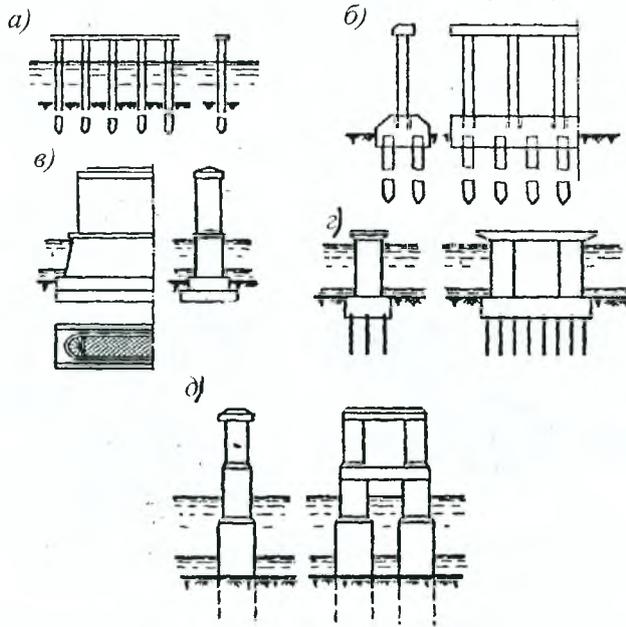


Рис. 6.9. Типы промежуточных опор балочных мостов: а – свайная опора; б – стоечная опора; в – массивная опора; г – двухстолбчатая опора; д – опора телескопической формы

Ширину оголовка или ригеля массивной опоры под балочные разрезные пролетные строения можно принимать: для пролетов 10 м – 1,6 м, для пролетов 60 м – 2,0 м, для пролетов 100 м – 3,0 м.

В балочных неразрезных и консольных мостах на каждой промежуточной опоре располагается лишь одна опорная часть, поэтому в таких мостах ширина оголовков или ригелей промежуточных опор может быть уменьшена на 20–25%.

Длину оголовка или ригеля опоры определяют по формуле (рис. 6.10)

$$B = B_0 + b + 2\Delta, \quad (6.3)$$

где B_0 – расстояние между осями крайних балок или ферм; b – ширина подферменника, принимаемая равной 0,6-1,2 м; $\Delta=0,4-0,5$ м – расстояние от края подферменника до грани опоры.

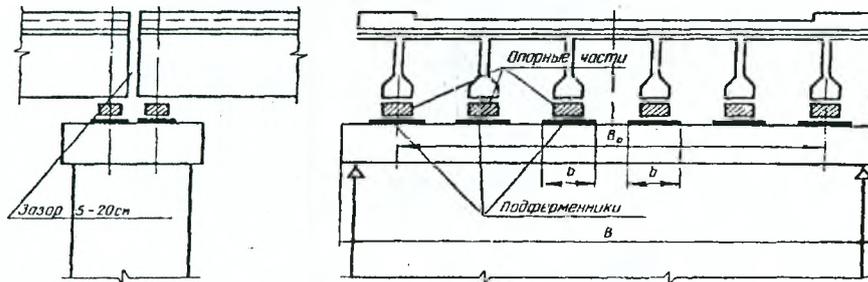


Рис. 6.10. Определение размеров массивной опоры

Размеры тела опоры ниже оголовка назначают в соответствии с размерами оголовка и формой опоры (прямоугольная, обтекаемая, заостренная). Толщина опоры в уровне обреза фундамента не должна превышать $(1/5-1/6)H_0$, где H_0 – высота опоры.

При разрезных пролетных строениях на каждой промежуточной опоре устанавливают две опорные части: одну подвижную и одну неподвижную, при неразрезных и консольных пролетных строениях – одну опорную часть. Опорные части изготавливают чаще всего из металла и для металлических, и для железобетонных пролетных строений. Применяют также железобетонные и резинометаллические опорные части.

Конструкцию опор рамно-консольных, рамно-подвесных и арочных пролетных строений обычно разрабатывают индивидуально для каждого моста. Для отдельных пролетов разработаны типовые конструкции опор.

В арочных мостах применяют бетонные массивные опоры (рис. 6.11, а,б). Верхняя часть опоры арочного моста может иметь облегченную сквозную конструкцию.

Ширина промежуточной опоры арочного моста на уровне пят арок может приниматься равной $(1/15-1/25)l$, где l – величина пролета.

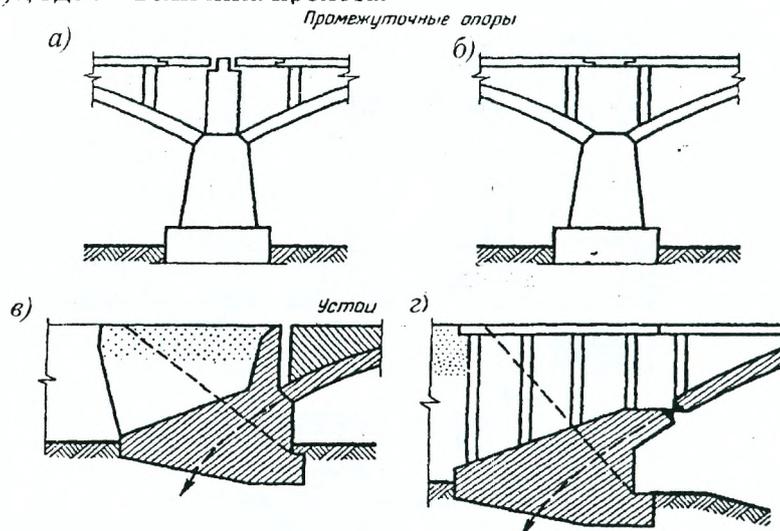


Рис. 6.11. Типы опор арочных мостов: а – массивная на всю высоту; б – с облегченной верхней частью; в – массивный; г – со сквозным верхним заполнением

В рамно-консольных и рамно-подвесных мостах широко применяют железобетонные предварительно напряженные опоры.

Береговые опоры балочных мостов (устои) существенно отличаются от промежуточных опор. Помимо того, что они являются опорами для пролетных строений, они также осуществляют сопряжение моста с подходной насыпью.

При малых пролетах устраивают лежневые береговые опоры в теле конусов подходных насыпей (рис. 6.12, а). При пролетах до 30 м и высоте подходной насыпи не более 7-8 м применяют козловые обсыпные устои на сваях или стойках (рис. 6.12, б). В мостах больших пролетов применяют массивнее обсыпные устои и устои с откосными или обратными стенками (рис. 6.12, в,г).

Устои рамно-консольных и рамно-подвесных мостов аналогичны устоям балочных мостов.

Устои арочных мостов устраиваются массивными, развитыми в сторону берега (рис. 6.11, в,г).

При разработке конструктивной схемы моста следует широко использовать альбомы типовых проектов опор, а также чертежи опор в других проектах мостов.

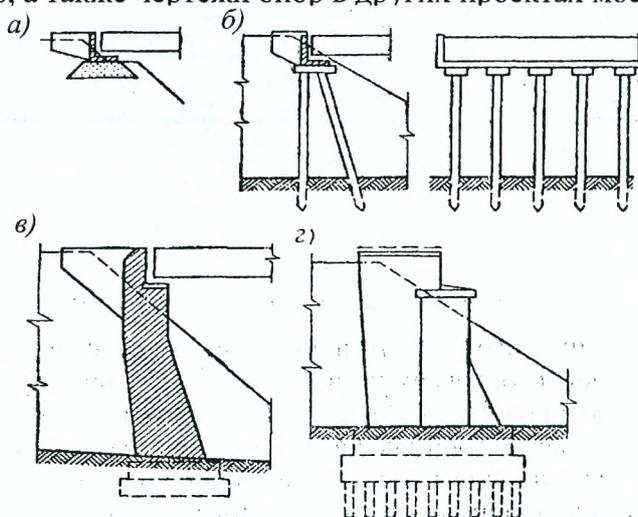


Рис. 6.12. Типы устоев балочных мостов: а – лежневого типа; б – козловые обсыпные; в – массивные обсыпные с откосными стенками; г – то же с обратными стенками

Фундаменты мостовых опор закладывают на глубину, определяемую геологическими условиями перехода, глубиной промерзания грунта и величиной возможного размыва русла реки или поймы.

Для мостов с небольшими пролетами при неглубоком залегании малосжимаемых плотных грунтов применяют естественные основания опор. В этом случае фундаменты устраивают в виде бетонных или бутобетонных массивов прямоугольной формы (рис. 6.13, а). В качестве оснований принимают слои грунта достаточной мощности с расчетной величиной сопротивления не менее 100 кПа. Такими грунтами являются песчаные, глинистые и крупнообломочные грунты, а также скальные породы.

При скальных породах фундаменты на естественном основании можно устраивать и для опор мостов больших пролетов.

Если фундамент опирается на естественное основание, подошва фундамента должна располагаться ниже расчетной глубины промерзания не менее чем на 0,25 м. В гравелистых и крупнопесчаных грунтах глубина промерзания во внимание может не приниматься.

Когда нет размывов, заглубление фундамента в нескальный грунт должно быть не менее 1 м, в скальные грунты – на 0,5 м. Если в русле или на пойме происходит размыв, то подошва фундамента должна быть расположена ниже отметки размывого дна не менее чем на 2,5 м.

Обрез фундамента располагают на 0,3-0,5 м ниже поверхности самой низкой межи, а на пойме – на 0,3-0,5 м ниже поверхности грунта. Если фундамент расположен в пределах колебания уровней воды, этой части фундамента, как и телу опоры, придают обтекаемую или заостренную форму.

При разработке конструктивных схем мостов необходимую площадь подошвы фундамента на естественном основании F можно приближенно определить по формуле

$$F = N / R, \quad (6.4)$$

где N – суммарное вертикальное давление на основание от расчетных постоянной и временной нагрузок; R – расчетное сопротивление грунтового основания.

В мостах средних и больших пролетов, когда силы, действующие на опору, велики, а грунты в основании слабы, устраивают фундаменты глубокого заложения. Их сооружают, применяя сваи, оболочки, столбы, опускные колодцы (рис. 6.13, ж) и кессоны.

Фундамент со сваями (оболочками или столбами) называют свайным ростверком, а часть его, объединяющую головы свай (оболочек, столбов), – плитой ростверка.

Различают низкие свайные ростверки (рис. 6.13, а), когда плиту ростверка заглубляют в грунт ниже отметки размывого дна, и высокие свайные ростверки (рис. 6.13, б), у которых плита ростверка располагается выше отметки дна реки в бытовых условиях или выше отметки размывого дна.

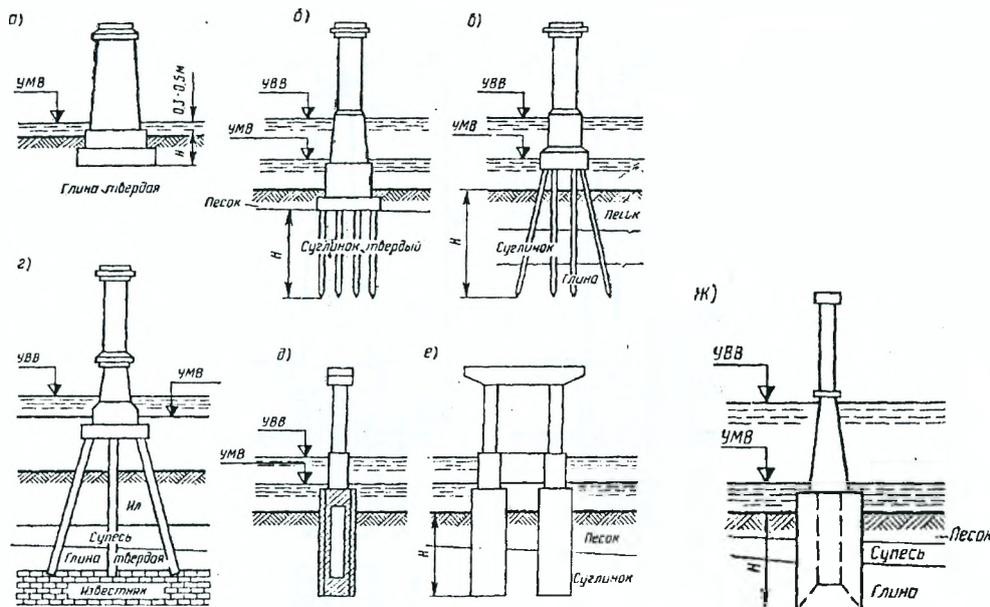


Рис. 6.13. Типы фундаментов опор моста: а – массивные, б – свайные; в – с высоким свайным ростверком; г – свайно-трубчатые; е и ж – глубокого заложения

Для свайных ростверков применяют прямоугольные железобетонные сваи сечением 30x30 см, 30x35 см и 40x40 см, железобетонные трубчатые сваи диаметром 0,6-1,0 м (рис. 6.13, г), железобетонные оболочки диаметром 1,0-3,0 м (рис. 6.13, д), буровые сваи с уширением на конце и другие конструкции.

Наиболее часто в настоящее время применяют высокие свайные ростверки. В них сваи располагаются как вертикально, так и с наклоном к вертикали 10-15°. Сваи в свайных ростверках должны быть погружены в грунт от уровня размытого дна на 4 м.

Размеры плиты ростверка в плане назначают из условия размещения в ней голов свай с соблюдением соответствующих требований технических условий. Минимальную величину обреза плиты ростверка назначают равной 0,3-0,5 м.

Подошва плиты ростверка должна обеспечивать заделку в ней голов свай не менее чем на две толщины ствола свай, но не более чем на 1,2 м.

Подошва плиты ростверка при пучинистых грунтах должна располагаться на 0,25 м ниже глубины промерзания грунта, а при наличии ледостава на реке – ниже горизонта низкого ледостава на величину толщины льда плюс 0,25 м.

При расположении плиты ростверка в пределах колебания уровней воды и льда ей придают обтекаемую или заостренную форму, а на обресе устраивают фаску размером 0,5x0,5 м.

Количество свай в свайном ростверке и глубину их погружения в грунт ниже отметки размытого дна определяют для каждой опоры расчетом. Иногда бывает достаточно произвести расчеты только для каждой характерной группы опор, например для группы русловых опор, пойменных и т. д.

При разработке конструктивной схемы моста достаточно произвести расчеты свайных ростверков на прочность по грунту. При этом следует рассматривать две комбинации нагрузок: при действии основных сил – постоянной и временной вертикальной нагрузок, и при действии основных сил и дополнительной силы – нагрузки от торможения. При расчете определяют суммарное давление на ростверк N от массы пролетных строений $A_{пост}$, массы опоры P и от массы временной подвижной нагрузки $A_{вр}$ и величину момента относительно оси подошвы ростверка (рис. 6.14). Для определения давления от временной нагрузки пользуются эквивалентными нагрузками, приведенными в технических условиях.

Задавшись определенным числом свай m , наибольшее давление на крайнюю сваю $P_{св}$ приближенно определяют по формуле

$$P_{св} = \frac{N}{n} + \frac{M_x}{\sum x_i^2}, \quad (6.5)$$

где x – расстояние от оси подошвы ростверка до крайней сваи; $\sum x_i^2$ – момент инерции свай ростверка.

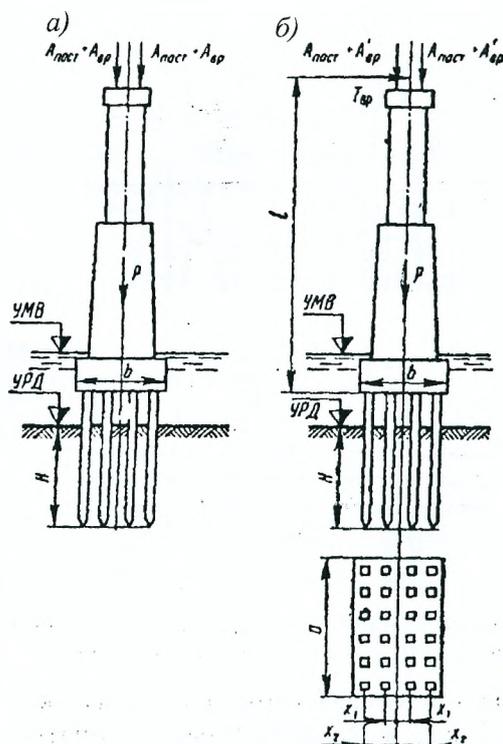


Рис. 6.14. К расчету свайного ростверка моста: а – на действие основных сил; б – на действие основной и дополнительной силы

Необходимую глубину погружения свай ниже отметки размывтого дна определяют подбором из условия обеспечения прочности крайней сваи по грунту

$$P_{св} \leq P_0, \quad (6.6)$$

где P_0 – расчетная несущая способность по осевому сжатию (по грунту) одной сваи принятого размера, погруженной в грунт на определенную глубину.

Значения P_0 при нескальных грунтах в зависимости от размера сваи, глубины ее погружения и вида грунта могут приниматься по справочным данным или по формуле

$$P_0 = 0,7m \left(\Pi \sum \alpha_i f_i^n l_i + FR^n \right), \quad (6.7)$$

где m – коэффициент условий работы; Π – периметр сваи; α_i – коэффициент, принимаемый в зависимости от способа погружения сваи и вида грунта; f_i^n – предельное сопротивление сил трения слоев грунта, принимаемое в зависимости от вида грунта и глубины расположения слоя; l_i – толщина слоев грунта, пройденных сваями; P – площадь опирания сваи; R^n – предельное сопротивление грунтового основания в плоскости острия сваи.

Значения m , α_i , f_i^n , R^n принимают по техническим условиям. Путем пробных попыток подбирают такую глубину погружения свай H , при которой величина P_0 равна или немного больше величины $P_{св}$.

При назначении конструкции фундаментов в виде ростверков с оболочками определение необходимой глубины погружения оболочек в грунт производится так же, как и для свай.

Расчетную несущую способность по грунту свай или оболочек, нижние концы которых опираются на скальные грунты без заглубления в них, определяют по формуле

$$P_0 = RF, \quad (6.8)$$

где R – расчетное сопротивление осевому сжатию скального грунта, принимаемое по техническим условиям; F – площадь сечения сваи или оболочки.

При заглублении сваи или оболочек в невыветрившийся скальный грунт не менее чем на 0,5 м расчетную несущую способность сваи или оболочки определяют по формуле

$$P_0 = R \cdot (0,1 \cdot \Pi \cdot h + 1,5F), \quad (6.9)$$

где Π – периметр; h – величина заглубления в скальный грунт.

Кроме фундаментов в виде ростверков со сваями или оболочками, в мостах средних и больших пролетов применяют массивные фундаменты, сооружаемые с помощью опускных колодцев, а в некоторых случаях и с помощью кессонов.

Опускные колодцы применяют, например, при галечниковых грунтах, когда забивка или вибропогружение свай или оболочек на большую глубину затруднительно, а верхний слой грунта из мелкозернистого песка не обеспечивает необходимую заделку свай.

Фундаменты на кессонах возводят при сложных гидрогеологических условиях, при наличии в водонасыщенных грунтах скальных прослоек или твердых включений, представляющих препятствие для погружения свай, оболочек или колодцев.

Размеры опускного колодца или кессона в плане определяются размерами тела опоры. При этом обрезы назначают величиной до 1 м.

Наружные поверхности колодцев и кессонов делают вертикальными или со слабым наклоном к вертикали (1:100). В плане колодцы и кессоны устраивают прямоугольной или овальной формы.

Глубину погружения колодцев и кессонов определяют расчетом на прочность, устойчивость и деформативность. Точный расчет таких фундаментов с учетом упругой работы тела фундамента и деформации окружающего фундамент грунта производят по специальной методике.

При разработке конструктивных схем мостов допустимо пользоваться приближенным расчетом, методика которого была изложена выше для определения глубины погружения свай и оболочек. Расчетную несущую способность по грунту опускного колодца или кессона определяют по приведенной выше формуле (6.7). В расчете учитывается действие только вертикальных сил.

В размываемых грунтах заглубление колодцев или кессонов в грунт ниже отметки размывтого дна должно быть при глубине заложения фундамента до 10 м не менее 2,5 м, а при глубине заложения более 10 м – не менее 5 м. Глубину заложения фундамента отсчитывают от уровня обреза.

Конструктивная схема моста, помимо технических, должна так же удовлетворять производственным, эксплуатационным и архитектурным требованиям.

С точки зрения производственных требований сооружение моста по разработанной схеме должно включать в себя такие технологические процессы, которые или уже освоены мостостроительными организациями или освоение их не вызовет значительных затруднений для этих организаций. Конструкции пролетных строений и опор должны допускать их заводское изготовление. Технологические процессы по сооружению моста не должны содержать трудоемких работ, а все необходимые строительно-монтажные работы должны выполняться с применением механизмов, оборудования и инструментов, имеющихся в мостостроительных организациях.

С точки зрения эксплуатационных требований мост, построенный по разработанной схеме, должен пропускать транспорт с большими скоростями, и его конструктивные особенности не должны при этом вызывать преждевременного износа элементов проезжей части. Необходимо также предусматривать эксплуатационный надзор и ремонт конструкций моста с небольшими затратами материальных средств и рабочей силы.

Конструкции проезжей части на автодорожных и городских мостах должны удовлетворять требованиям по обеспечению безопасности движения.

К мостам предъявляют и архитектурные требования. В особенности это относится к городским мостам. Мост должен быть красивым сооружением с точки зрения современных эстетических представлений. Достигается это правильным распределением объемов сооружения.

В технике имеются свои объективные законы, которые могут относиться и к восприятию пропорций и соотношений. Установление их – задача трудная, поскольку они зависят от степени нашего развития и субъективного отношения к прекрасному. Эти законы так сформулировал проф. П. В. Щусев.

1. *Закон гармонических или простых кратных отношений*: должно быть соотношение пролетов и высоты моста пропорционально некоторому определенному модулю.

2. *Закон силуэта*: получение гармоничного сочетания моста с окружающим ландшафтом возможно, когда мост господствует над местностью или местность господствует над мостом. Иначе будет отсутствовать цельность впечатления.

3. *Закон масштаба*: величину большого пролета должны подчеркивать меньшие пролеты. Наихудшее решение, когда имеются равные пролеты.

Следует добавить, что в схеме моста его ось равновесия должна быть близкой к оси равновесия речного пейзажа. При высоком берегу большие пролеты должны ближе быть к нему, чем к пойменной части. Это обычно совпадает с утилитарными требованиями.

На рис. 6.15 показан пример невыразительной схемы моста.

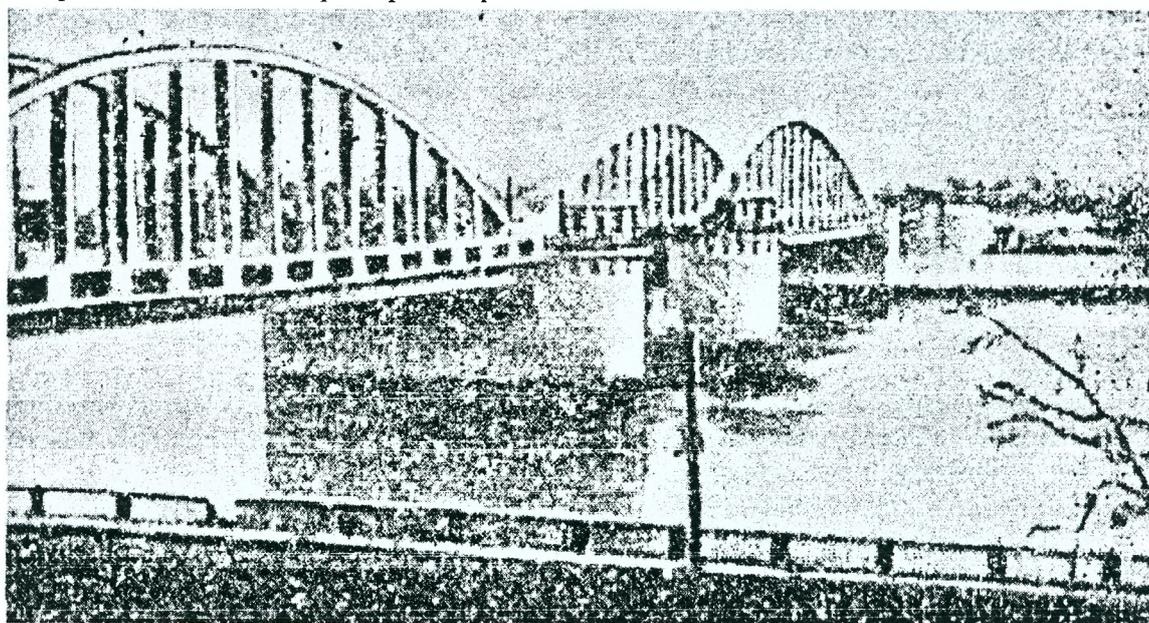


Рис. 6.15. Пример невыразительной схемы моста

7. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДХОДОВ К МОСТАМ

7.1. Условия работы пойменных насыпей

Пойменные насыпи проектируют на воздействие паводка с заданной вероятностью превышения, устанавливаемой нормами. Расчетную вероятность превышения паводка принимают для автомобильных дорог одинаковой для моста и пойменных насыпей.

На автомобильных дорогах пойменные насыпи бывают затопляемыми и незатопляемыми. Затопляемыми насыпи устраивают на автодорожных мостовых переходах при их экономической целесообразности, а также на подходах к низководным затопляемым мостам, некоторым наплавным мостам, паромным и ледовым переправам и бродам с незначительной интенсивностью движения.

Затопляемые пойменные насыпи устраивают с перерывом и без перерыва движения на дороге. Длительность перерыва движения является заранее заданной величиной в зависимости от ряда условий проектируемого перехода.

Отметка бровки насыпи определяется длительностью расчетного времени подтопления.

При устройстве затопляемой насыпи без перерыва движения бровку насыпи проектируют на 0,2-0,3 м ниже расчетного уровня высокой воды исходя из условия обеспечения нормального движения автомобилей при скорости 10-15 км/ч.

Определение высоты затопляемой насыпи при перерыве движения зависит от допустимых потерь от простоя грузов и экономии в капитальных затратах при сооружении затопляемой насыпи. Для определения целесообразной ее высоты необходимы соответствующие технико-экономические расчеты.

Одним из требований проектирования незатопляемых насыпей является необходимость определения минимальной отметки насыпи, исходя из условия недопущения ее перелива расчетным паводком.

При расчете минимальной высоты насыпи на пойме учитывают подпор, а также уклоны водной поверхности вдоль насыпи как с верховой, так и с низовой стороны.

Подлежит учету ветровая волна в период разлива с набегом на откос насыпи.

Высота насыпи на пойме зависит от положения низа конструкций пролетных строений, которая в свою очередь определяется условиями карчехода, ледохода, сплава и судоходства. При проектировании пойменных насыпей должна быть обеспечена их устойчивость, для чего проводят инженерно-геологические обследования грунтов в основании насыпи, а также грунтов, пригодных для отсыпки насыпей. Особое внимание обращается на места пересечений староречий, проток, болот.

Откосы насыпей могут подтопляться весенними водами не только периодически, а и постоянно, что создает опасные условия для устойчивости насыпей из-за фильтрации и переувлажнения тела насыпи.

Особенно опасны эти условия для пылевато-песчаных грунтов, находящихся в нижних слоях насыпи.

Обеспечение устойчивости пойменных насыпей от действия этих факторов требует правильного конструирования поперечного профиля насыпи.

Для сохранения пойменных насыпей необходима защита их откосов от разрушающего воздействия текущей воды, волнобоя, ледохода и других факторов.

Для этой цели применяют различные типы укрепления откосов в зависимости от условий их работы.

Особое значение приобретает необходимость обеспечения поверхностного водоотвода с проезжей части и разделительных полос автомобильных дорог высоких категорий от разрушающего воздействия атмосферных осадков. В ряде случаев устойчивость пойменной насыпи зависит от принятой технологии строительных работ и их соответствия проекту организации работ.

Отсыпка насыпи из различных грунтов с разной водопроницаемостью, отсыпка негоризонтальными слоями, недостаточное послойное уплотнение, попадание в тело насыпи льда, снега, пней – все это может быть причиной деформаций земляного полотна на пойме реки.

В районах распространения вечной мерзлоты устойчивость пойменных насыпей, кроме этих факторов, зависит от ряда причин, связанных с наледными явлениями и термическим режимом насыпи и грунтов основания.

7.2. Проектирование продольного профиля мостового перехода

На рис. 7.1 представлен схематический продольный профиль мостового перехода. Он имеет три характерных участка: 1 – спуск с берега речной долины на пойму, 2 – низкая пойменная насыпь и 3 – подъем к мосту.

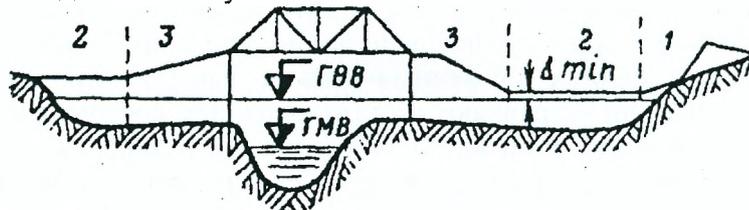


Рис. 7.1. Схема продольного профиля подходов

Спуск с берега речной долины на пойму (1 участок) представляет собой сопрягающую часть между пойменной насыпью и неподтопляемой дорогой за пределами речной долины. Этот участок проектируют как обычную дорогу, иногда в виде выемки, грунт из которой часто используют для возведения пойменной насыпи.

Пойменную насыпь (2 участок) проектируют с минимальным возвышением бровки насыпи над расчетным уровнем высоких вод (РУВВ).

Подъем к мосту (3 участок) соединяет проезжую часть моста и пойменную насыпь, имеющие различные отметки. В некоторых случаях мост проектируют с продольным уклоном (например, для обеспечения выхода на берег речной долины без устройства глубокой выемки). В таких случаях подъем к мосту соединяет горизонтальный и наклонный участки продольного профиля или два наклонных участка.

При проектировании продольного профиля по намеченной трассе мостового перехода учитываются следующие факторы:

- безопасность движения, которая обеспечивается соблюдением определенного сочетания элементов плана трассы и продольного профиля;
- допускаемый максимальный продольный уклон;
- минимальные радиусы вертикальных кривых (выпуклых и вогнутых);
- контрольные точки, определяющие высотное положение красной (проектной) линии на продольном профиле мостового перехода в пределах разлива высоких вод;
- наименьшее возвышение бровки земляного полотна над поверхностью земли за пределами разлива высоких вод;
- рельеф и геологическое строение берегов речной долины в месте пересечения ее переходом.

В отношении безопасности движения наилучшим является такой вариант, когда, продольный профиль мостового перехода горизонтален или имеет небольшой односторонний уклон.

На автомобильных дорогах при больших скоростях автомобилей, движущихся под уклоном, возможен их занос при торможении в случае скользкого состояния покрытия. При наличии выпуклого продольного профиля с крутыми подъемами на подходах к мосту ухудшаются условия видимости предстоящего пути. Для лучшей ориентации водителя целесообразно устраивать с обеих сторон моста небольшие участки дороги с горизонтальным продольным профилем или очень небольшими уклонами.

План подхода к мосту также оказывает существенное влияние на безопасность движения: нежелательны на подходах горизонтальные кривые малого радиуса, особенно следует избегать этих кривых на участках с большим продольным уклоном.

Допускаемый максимальный продольный уклон на подходах к мосту и минимальные радиусы вертикальных кривых принимают в зависимости от категории дороги, пересекающей водоток. Продольный уклон на подходах к мосту не должен превышать максимального уклона, который встречается на участках, находящихся за пределами мостового перехода. Это требование объясняется тем, что в случае применения наибольших продольных уклонов

только на подходах к мосту (с целью уменьшения объема земляных работ) будет ограничено движение на всем протяжении данной дороги.

Максимальный продольный уклон принимают на 1 и 3 участках продольного профиля. Длина этих участков должна быть достаточной для размещения на них тангенсов выпуклых и вогнутых вертикальных кривых. Для того, чтобы обеспечить устойчивое сопряжение проезжих частей моста и дороги, конец выпуклой вертикальной кривой назначают не ближе чем на 10 м от конца моста. Обычно этот участок принимают равным 10-25 м. На нем сохраняется продольный уклон моста.

На мостах принимают более низкое значение продольного уклона, чем на подходах. Часто мосты располагают на горизонтальных площадках. На автодорожных и городских мостах максимальный уклон назначают не более 20‰. Лишь в исключительных случаях этот уклон увеличивают до 30‰ – для автодорожных мостов, находящихся на дорогах общей оси, и до 40‰ – для городских, а также для мостов, устраиваемых на дорогах промышленных предприятий. Но в этих случаях для обеспечения безопасности движения рекомендуется устраивать повышенный бортовой камень (бордюр). Для всех автодорожных мостов с деревянным настилом максимальный уклон принимают: не более 20‰ – при продольной укладке досок и не более 30‰ – при поперечной.

Контрольными точками, определяющими положение красной линии на продольном профиле мостового перехода, являются:

- минимальная допустимая отметка проезжей части по оси моста и соответствующая ей минимальная отметка бровки насыпи у моста;
- минимальная отметка бровки пойменной насыпи.

Минимальную допустимую отметку проезжей части по оси моста в пределах размещения судоходных пролетов определяют из следующего выражения:

$$\nabla_{\min} = PCY + \Gamma + C, \quad (7.1)$$

где PCY – расчетный судоходный уровень; C – конструктивная высота пролетного строения, которую отсчитывают от низа пролетного строения моста до отметки оси проезжей части юста на автомобильных дорогах (рис. 7.2).

На несудоходных и несплавных реках, а также на длине несудоходных пролетов минимальную допустимую отметку проезжей части по оси моста определяют по формуле

$$\nabla_{\min} = PУВВ + M + C, \quad (7.2)$$

где PУВВ – расчетный уровень высоких вод определенной вероятности превышения или уровень высокого ледохода; M – наименьшее возвышение низа пролетных строений над УВВ.

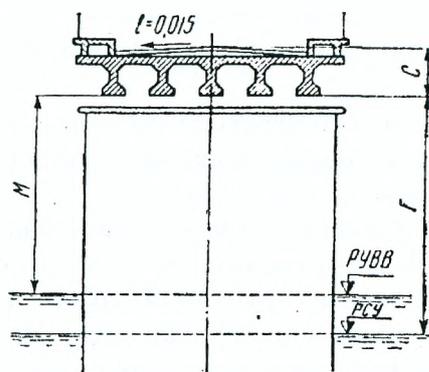


Рис. 7.2. Схема к определению минимальной отметки проезжей части по оси моста

На мостовых переходах, где ветровые волны могут достигать большой высоты, пролетные строения мостов не должны подвергаться воздействию волнобоя; возвышение низа пролетных строений таких мостов над PУВВ принимают равным не менее чем 3/4 рассчитанной высоты волны.

На автомобильных дорогах минимальную отметку бровки насыпи у мостов определяют по формуле

$$\nabla_{н(н)} = \nabla_{\min} - f, \quad (7.3)$$

где f – стрела выпуклости дорожного полотна, равная

$$f = \frac{b}{2} i_1 + a i_2, \quad (7.4)$$

где b – ширина проезжей части; a – ширина обочины; i_1 – поперечный уклон проезжей части; i_2 – поперечный уклон обочины.

Значения величин, входящих в выражение (7.4), принимают в соответствии со СНиП 2.05.02-85 в зависимости от категории автомобильной дороги и типа дорожного покрытия.

Минимальную отметку бровки пойменной насыпи находят из следующего выражения (рис. 7.3)

$$\nabla_H = PУВВ + \Delta h_H + h_{наб} + \Delta h, \quad (7.5)$$

где $PУВВ$ – расчетный уровень высоких вод, вероятность превышения которого принимают равной 1 или 2% – для автомобильных дорог (в зависимости от категории дороги); Δh_H – расчетный максимальный подпор; $h_{наб}$ – высота набега волн на откос Δh – технический запас, который должен быть не менее 0,50 м и не менее стандартной ошибки Δz в уровне заданной вероятности превышения.

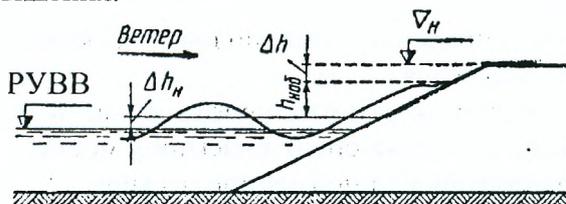


Рис. 7.3. Схема к определению минимальной отметки бровки низкой пойменной насыпи

Величину технического запаса определяют следующим путем. Подсчитывают стандартную ошибку ΔQ в расходе заданной вероятности превышения. Затем находят расход Q' с учетом вероятной ошибки: $Q' = Q + \Delta Q$. По кривой расхода $Q = f(z)$ определяют уровни воды $УВВ'$ и $УВВ$, соответствующие расходам Q' и Q . После этого подсчитывают стандартную ошибку $\Delta z = УВВ' - УВВ$, которую сравнивают с требуемым минимальным техническим запасом, равным 0,5 м. Для расчета отметки ∇_H по формуле (7.5) принимают большую из этих величин.

В тех случаях, когда подходная насыпь располагается на открытой пойме и уровень высокого ледохода $УВЛ$ выше бровок русла с верховой стороны, льдины, плывущие по пойме, при подходе к насыпи могут вызвать навал льда на ее откос. Если в процессе изысканий мостового перехода установить высоту навала льда трудно, то ее принимают равной $e_L = 3h_L$, где h_L – толщина льдин. После этого определяют отметку верха навала $\nabla_L = УВЛ + e_L$. Минимальная отметка бровки пойменной насыпи ∇_H , найденная по формуле (7.5), должна быть не ниже отметки ∇_L .

При наличии на участке мостового перехода заторов или зажоров льда вычисленная по формуле (7.5) минимальная отметка бровки насыпи должна быть не ниже отметки наивысшего заторного или зажорного уровня плюс $1,5 h_L$.

На автомобильных дорогах наименьшее возвышение бровки земляного полотна над поверхностью земли за пределами разлива высоких вод зависит от дорожно-климатической зоны, в которой проложена трасса дороги; грунтов по трассе дороги; конструкции дорожной одежды; глубины залегания грунтовых вод; условий снеготаносимости. СНиП 2.05.02-85 рекомендует в целях повышения незаносимости автомобильных дорог снегом принимать возвышение бровки насыпи над расчетным уровнем снегового покрова (при расчетной вероятности превышения 5%) не менее 0,8 м для дорог I категории; 0,6 м – для дорог II и III категорий и 0,5 м – для дорог IV и V категорий.

Рельеф и геологическое строение берегов речной долины оказывают влияние на положение красной линии продольного профиля на участке выхода трассы мостового перехода за пределы разлива высоких вод (насыпь или выемка), особенно тогда, когда на береговом откосе имеются места выхода грунтовых вод.

На рис. 7.4 показан пример продольного профиля участка мостового перехода на автомобильной дороге.

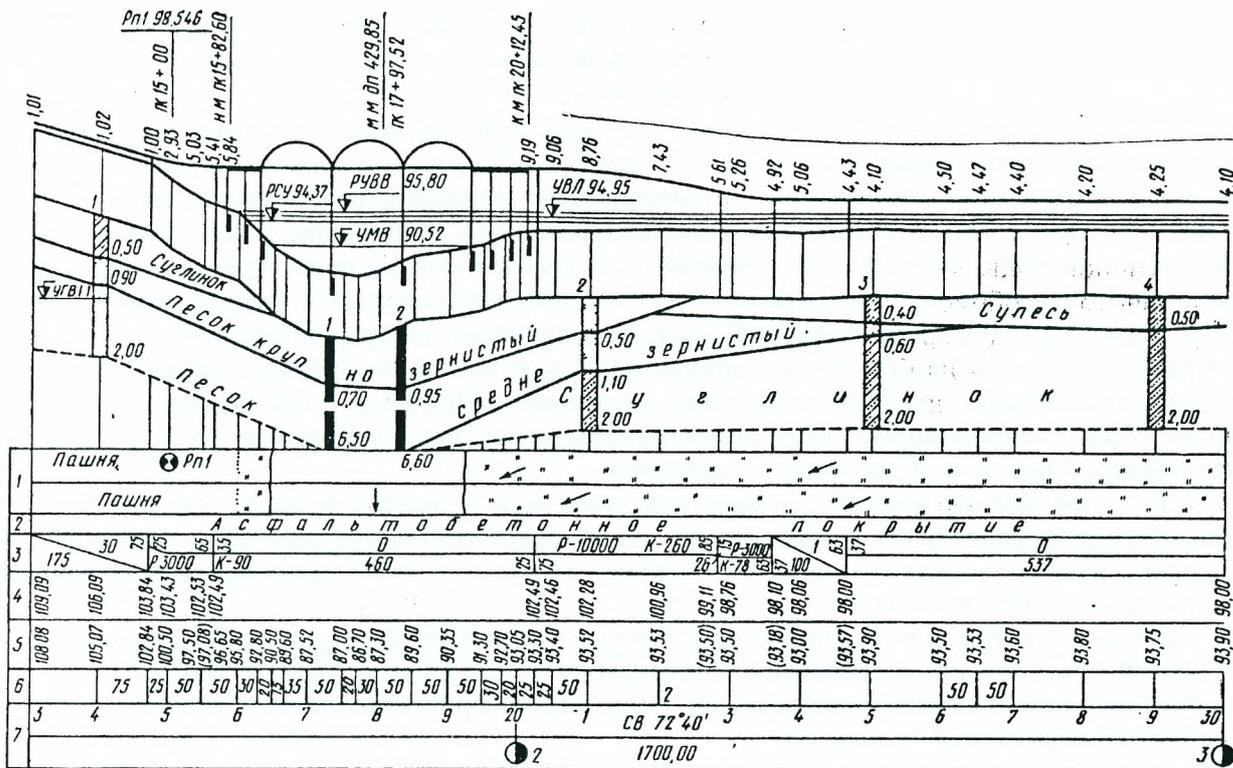


Рис. 7.4. Пример продольного профиля участка мостового перехода на автомобильной дороге: 1 – развернутый план трассы; 2 – тип конструкции дорожной одежды; 3 – проектные уклоны и вертикальные кривые; 4 – проектные отметки по бровке земляного полотна; 5 – отметки земли по оси дороги; 6 – расстояния; 7 – пикеты; прямые и кривые; километры

7.3. Определение размеров ветровой волны и высоты набега ее на откосы сооружений

При назначении возвышения сооружений мостового перехода над статическим уровнем высоких вод необходимо учитывать высоту волны и ее набег на откосы сооружений. На рис. 7.5 показаны элементы ветровой волны. Вертикальное расстояние между вершиной и подошвой волны представляет собой высоту волны h_w , а горизонтальное расстояние между двумя смежными вершинами или подошвами – длину волны λ . Отношение высоты волны к ее длине h_w/λ называют крутизной волны, а отношение λ/h_w – пологостью.

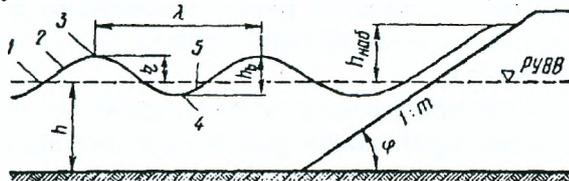


Рис. 7.5. Элементы ветровой волны: 1 – статический уровень высоких вод; 2 – гребень волны; 3 – вершина волны; 4 – подошва волны; 5 – впадина волны

Элементы ветровой волны – высота h_w и длина λ – называют параметрами волны. За вероятность превышения этих параметров в данной системе волн, вызванных ветром расчетной скорости, принимают выраженное в процентах количество волн, имеющих большие значения параметров, чем остальные в ряду из 100 волн, которые идут одна за другой через заданную точку водной поверхности. От параметров ветровой волны зависит высота набега ее на откос насыпи $h_{наб}$. Следовательно, для того чтобы установить возвышение различных элементов мостового перехода (подходных насыпей, струенаправляющих дамб, траверсов) над расчетным уровнем воды, необходимо знать эти параметры. С высотой и длиной волны связана также сила удара ее об откосы подходных насыпей и других сооружений, а значит, и необходимая прочность конструкции укрепления откосов.

Высота ветровой волны зависит от скорости и направления ветра, длины разгона волны, глубины водоема при расчетных уровнях воды, конфигурации водоема и характера растительности на поймах.

В районе проектируемого мостового перехода данные многолетних натуральных наблюдений за ветровыми волнами во время прохождения высоких вод, как правило, отсутствуют, поэтому параметры волн h_w и λ определяют расчетом.

При расчете ветровых волн различают четыре характерные по глубине зоны водоемов. Первая зона – глубоководная с глубиной воды $h_w > 1/2 \lambda$; в этой зоне дно водоема практически не оказывает влияния на форму и размеры волн. Вторая зона – мелководная с глубиной воды $1/2 \lambda \geq h > h_{кр}$ ($h_{кр}$ – глубина, при которой начинается разрушение волн); в этой зоне дно водоема оказывает существенное влияние на форму и размеры волн. Третья зона – прибойная с глубиной воды $h \leq h_{кр}$ (глубина h постепенно уменьшается в направлении к берегу); здесь происходит обрушение гребней волн, т. е. появляются прибойные волны, которые затем разрушаются. Четвертая зона – приурезовая; в этой зоне вода разрушенных волн периодически накатывается на берег или откос сооружения. Водоемы в пределах последних трех зон называют мелководными. При проектировании мостовых переходов обычно производят расчеты ветровых волн в условиях мелководья.

Для определения параметров ветровых волн h_w и λ необходимо иметь следующие исходные данные: расчетную скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью воды в водоеме v_{10} , длину разгона волны x и среднюю глубину водоема на всем протяжении разгона волны при расчетном уровне воды h .

Скорости ветра определяют статистической обработкой результатов многолетних наблюдений за ветром на ближайшей к мостовому переходу метеостанции. Измеренные на метеостанции скорости приводятся к высоте 10 м над поверхностью воды в водоеме. Для этого пользуются следующей формулой:

$$v_{10} = K_v v_m, \quad (7.6)$$

где v_{10} – расчетная скорость ветра по данным метеостанции на высоте z над поверхностью воды, м/с; K_v – коэффициент перехода от скорости ветра, измеренной на высоте z , к скорости ветра v_{10} ; этот коэффициент имеет следующие значения:

$z, \text{ м} \dots$	2	4	6	10	12	14	17	20	30
$K_v \dots$	1,30	1,15	1,08	1,00	0,99	0,97	0,96	0,95	0,93

Расчетную скорость ветра v_{10} определяют для всех восьми румбов.

В тех случаях, когда скорость ветра измеряют не над водой, а на материковой метеостанции, удаленной от водотока или водоема, в расчет вводят дополнительные поправочные коэффициенты для перехода к скорости над водой.

При пересечении рек в обычных условиях, когда высокие уровни воды наблюдаются в течение сравнительно непродолжительного периода времени (только при паводке) и когда расчеты пойменных насыпей и регулиционных сооружений производят на наивысший уровень, расчетную скорость ветра по каждому румбу принимают равной средне многолетней максимальной из наблюдаемых за паводочный период (продолжительность наблюдений должна составлять не менее 10 лет).

Для условий водохранилищ при расчете на подпорный уровень высоких вод ПУВВ_{р, %} расчетную скорость ветра также принимают равной средне многолетней из максимальных наблюдаемых скоростей за паводочный период. При расчете на нормальный подпорный уровень НПУ и другие длительно стоящие уровни за расчетную принимают максимальную скорость ветра в период открытой воды.

На основании полученных для всех восьми румбов значений расчетной скорости ветра строят розу ветров (рис. 7.6).

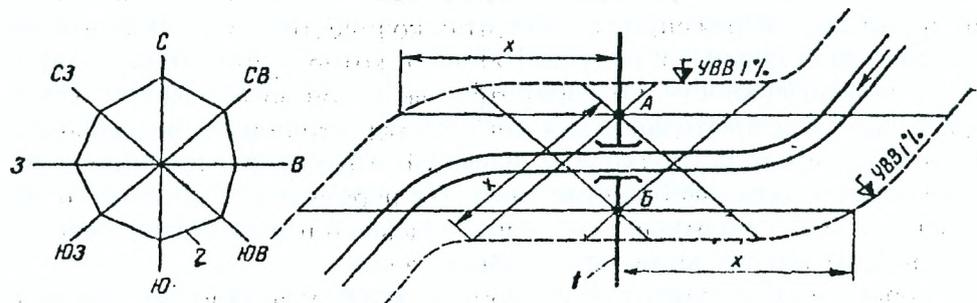


Рис. 7.6. Определение длины разгона ветровой волны по плану мостового перехода: 1 – створ перехода; 2 – роза расчетных скоростей ветра

В тех случаях, когда данные наблюдений отсутствуют или являются непродолжительными (менее 10 лет), рекомендуется принимать следующие значения расчетной скорости ветра:

- 20 м/с, но не менее фактически наблюдаемой, – в случае рек и водохранилищ при расчетах на УВВ_{0,33%} или ПУВВ_{0,33%};
- 30 м/с, но не менее фактически наблюдаемой, – в случае водохранилищ при расчете на НПУ и другие более низкие подпертые уровни воды, а также в случае, морских устьев рек при расчете на уровень ветрового нагона.

Длину разгона волны x и среднюю глубину водоема h по направлению каждого из восьми румбов устанавливают на основании материалов топографических съемок, проводившихся в период изысканий, и плана мостового перехода. На рис. 7.6 изображен план перехода и показана линия разлива при УВВ. Для определения длины разгона волны x берут точки A и B , находящиеся посередине правой и левой пойменных насыпей. Через каждую из этих точек проводят прямые по направлению восьми румбов до пересечения с линией разлива при УВВ. Затем по чертежу для точек A и B находят длину разгона волны x по направлению каждого из восьми румбов. В узком водоеме простой конфигурации при отношении средней ширины разлива реки B к длине разгона x не более 0,7 расчетную длину разгона x_p определяют по формуле

$$x_p = K_x x, \quad (7.7)$$

где K_x – поправочный коэффициент, зависящий от отношения B/x :

$B/x \dots$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	$\geq 0,7$
$K_x \dots$	0,30	0,50	0,63	0,71	0,80	0,85	1,00

Расчет параметров ветровых волн рекомендуется производить в соответствии с графиком (рис. 7.7), который дает возможность определять высоту, длину и пологость волны в пределах глубоководной зоны водоемов. Найденные с помощью графика параметры ветровой волны затем пересчитывают для условий мелководья.

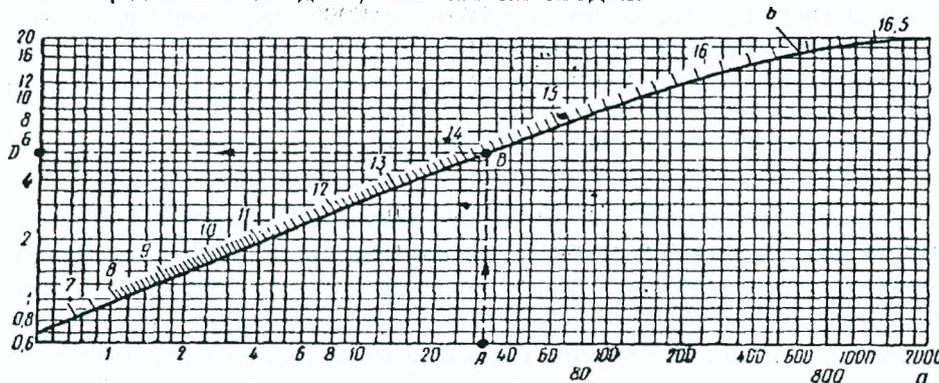


Рис. 7.7. График для определения параметров ветровых волн в глубоководной зоне водоема

Предварительно определяют величину $a = 1000x/v_{10}^2$ (где длина разгона волны x в м, а расчетная скорость ветра v_{10} в м/с), которую откладывают на оси абсцисс (рис. 7.7, точка A). Из точки A восстанавливают перпендикуляр до пересечения с кривой графика B , а затем точку B сносят на ось ординат и получают точку D . В результате этого на кривой графика находят значение величины $b = \lambda_2/h_{a(2)}$ (пологость волны), а на оси ординат – значение величины $c = 1000 h_{a(2)}/v_{10}^2$. В этих выражениях параметры волны $h_{a(2)}$ и λ_2 в м, а скорость v_{10} в м/с. Индекс «г» указывает на то, что параметры волны соответствуют глубоководной зоне водоема.

Тогда высота волны $h_{a(2)} = c v_{10}^2/1000$, а длина волны $\lambda_2 = b h_{a(2)}$. Эти параметры имеют %-ную вероятность превышения. Для условий мелководья

$$h_{a(m)} = K_h h_{a(2)m}, \quad (7.8)$$

где K_h – поправочный коэффициент, зависящий от величины $d = h/\lambda_2$ (h – средняя глубина водоема, м).

Индекс «м» указывает на то, что высота волны, найденная по формуле (7.8), соответствует мелководью.

Коэффициент K_h имеет следующие значения:

$d \dots$	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,08	0,06	0,04	0,02	0,01
$K_h \dots$	1,00	0,99	0,95	0,87	0,78	0,63	0,51	0,45	0,30	0,16	0,08

После определения высоты волны $h_{в(м)}$ подсчитывают величину $e=1000 h_{в(м)}/M^2 v_{10}$ (где $h_{в(м)}$ в м, а v_{10} в м) и находят соответствующую ей величину $f=\lambda_m / h_{в(м)}$ (где $h_{в(м)}$ и λ_m в м) на основании приведенных ниже данных:

e	1,0	1,2	1,6	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	13,0	20,0
f	7,8	8,8	10,0	11,0	12,3	13,2	14,2	15,1	15,6	15,9	16,0	16,5

Зная величину f , определяют длину волны на мелководье

$$\lambda_m = f \cdot h_{в(м)}. \quad (7.9)$$

Параметры $h_{в(м)}$ и λ_m имеют 1%-ную вероятность превышения.

Расчет параметров ветровых волн производят по направлениям ветра всех восьми румбов. Это объясняется тем, что расчетная скорость ветра v_{10} , длина разгона волны x и средняя глубина водоема h для разных направлений имеют различные значения; следовательно, заранее трудно сказать, какое направление является наиболее волноопасным.

Наличие на поймах реки леса или кустарника приводит к некоторому снижению высоты ветровой волны. Это снижение учитывают путем умножения найденной по формуле (7.8) высоты волны на коэффициент $K_n < 1,0$.

При проектировании мостовых переходов через несудоходные и несплавные реки для проверки возвышения низа конструкции моста нужно знать высоту превышения гребня волны над статическим уровнем воды η (см. рис. 7.7). В зависимости от величины $n = h_{в(м)}/A$ определяют отношение $\eta/h_{в(м)} = r$ на основании данных, приведенных ниже:

n	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
r	0,57	0,59	0,63	0,67	0,72

Тогда

$$\eta = r h_{в(м)}. \quad (7.10)$$

Высота набега волны на откосы насыпей и других сооружений $h_{наб}$ (см. рис. IV. 17) зависит от высоты и длины ветровой волны, крутизны откоса, шероховатости и проницаемости крепления откоса, наличия берм, а также от косины подхода волны к откосу.

При фронтальном подходе волны к откосу высоту набега $h_{наб}$ находят по формуле

$$h_{наб} = \frac{2K_{ш} h_{в}}{m} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h_{в}}}, \quad (7.11)$$

где $h_{в}$ – высота ветровой волны ($h_{в} = h_{в(м)}$), м; λ – длина волны ($\lambda = \lambda_m$), м; $\lambda/h_{в}$ – пологость волны; m – коэффициент заложения откоса; $m = ctg \varphi$ (см. рис. 7.5); $K_{ш}$ – коэффициент, учитывающий шероховатость поверхности откоса, он равен 1,0 – для сплошного непроницаемого покрытия (асфальтобетона), 0,90 – для бетонного покрытия, 0,80 – для мощения камнем, 0,65 – для наброски из валунов, 0,55 – для наброски из рваного камня и 0,50 – для наброски из бетонных массивов.

При косом подходе волны к откосу высота ее набега снижается по сравнению со случаем фронтального подхода. Это снижение учитывают путем умножения полученного по приведенной выше формуле значения высоты набега волны $h_{наб}$ на поправочный коэффициент $K_{\beta} < 1,0$. Его определяют по формуле

$$K_{\beta} = \frac{1 + 2 \sin \beta}{3}, \quad (7.12)$$

где β – угол между направлением подхода волны и линией уреза воды на откосе сооружения, град.

Формула (7.12) справедлива для тех случаев, когда коэффициент заложения откоса $m > 1$, а угол $\beta \geq 30^\circ$. Из этой формулы видно, что при угле $\beta = 90^\circ$ коэффициент $K_{\beta} = 1,0$.

7.4. Проектирование поперечных профилей подходов

Поперечные размеры подходных насыпей оказывают существенное влияние на их устойчивость. Кроме того, устойчивость этих насыпей в большой степени зависит от свойств грунтов, из которых они отсыпаны, и от характера грунтов основания.

При проектировании поперечного профиля и при выборе грунта для отсыпки насыпей необходимо учитывать те специфические условия, в которых они находятся. Если при низких уровнях воды в реке они находятся в тех же условиях, что и обычные (сухие) дорожные

насыпи, то при высоких уровнях эти условия резко изменяются. В результате насыщения насыпи водой понижается трение и сцепление грунта. Это приводит к снижению устойчивости насыпи. При подъеме уровня в реке вода через откосы проникает в тело насыпи, происходит явление инфильтрации. Уровень воды в теле насыпи располагается по кривой депрессии, которая имеет вогнутую форму. Объясняется это тем, что при подъеме воды в реке уровень воды в теле насыпи следует за уровнем воды на откосах с некоторым запозданием, которое зависит от скорости подъема воды в реке и от фильтрационных свойств грунта. Чем больше коэффициент фильтрации грунта, тем это запоздание меньше. Например, в насыпях, отсыпанных из песка, который обладает высоким коэффициентом фильтрации, уровень воды в теле насыпи практически следует за уровнем воды на откосах. Когда уровень воды в реке достигает уровня высоких вод (УВВ), который обычно остается неизменным в течение некоторого периода времени, уровень воды в теле насыпи, продолжая подниматься, в конечном итоге становится близким к УВВ. При спаде воды в реке и снижении ее уровня на откосе вода вытекает из пор грунта, наблюдается явление фильтрации. Уровень воды в теле насыпи располагается по кривой депрессии, которая имеет выпуклую форму.

Вследствие насыщения насыпи водой возникают силы гидродинамического давления, которые в период подъема уровня воды в реке направлены внутрь насыпи (параллельно кривой депрессии) и тем самым увеличивают ее устойчивость. В период спада уровня силы гидродинамического давления направлены от оси насыпи к ее откосам и тем самым снижают устойчивость насыпи, поэтому период спада обычно является более опасным, чем период подъема. Как показывает опыт эксплуатации пойменных насыпей, обрушение откосов чаще всего происходит именно в период спада уровня воды в реке. В этот период наблюдается и непосредственное вымывание частиц грунта из насыпи (суффозия грунта), что также отрицательно отражается на устойчивости подходной насыпи.

Вследствие наличия подпора и понижения уровня воды с низовой стороны перехода на верховом и низовом откосах насыпи уровни воды неодинаковы: на верховом откосе уровень выше, поэтому в отдельных случаях может происходить и сквозная фильтрация воды через пойменную насыпь (например, в том случае, когда насыпь отсыпана из крупнозернистого грунта). Сквозная фильтрация создает одностороннее гидродинамическое давление – в сторону низового откоса. Если насыпь отсыпана из крупнозернистого однородного грунта, то суффозии не происходит. В этом случае сквозная фильтрация особой опасности не представляет.

При проектировании поперечного профиля насыпей на подходах к мостам, как и при проектировании поперечного профиля любой дорожной насыпи, следует, прежде всего, назначить ширину насыпи поверху и крутизну откосов. Ширину насыпи поверху принимают в соответствии с категорией дороги. Крутизну откосов пойменной насыпи назначают в зависимости от высоты насыпи, грунта, из которого она отсыпана, грунта основания и воздействия воды. Подтапливаемые откосы насыпей принимаются более пологими, чем откосы сухих насыпей, так как при насыщении насыпи водой понижается трение и сцепление грунта; кроме того, грунт, погруженный в воду, теряет в весе. Все это приводит к снижению устойчивости насыпи. При высоте пойменной насыпи до 6-8 м крутизну подтапливаемого откоса следует назначать не более 1:2 и лишь в том случае, когда насыпь возводят из камня слабовыветривающихся пород, – не более 1:1,5. При высоте насыпи более 6-8 м крутизна откосов уменьшается на 1/4 на каждые 6-8 м высоты подтапливаемого откоса.

Поперечные профили земляного полотна на отдельных участках подходов к мостам бывают следующих типов:

- поперечный профиль на участке спуска с берега речной долины на пойму. Этот участок не попадает в зону подтопления. Довольно часто его проектируют в виде выемки (рис. 7.8). При глубине $H \leq 5,0$ м выемка во время метели быстро заносится снегом. Во избежание этого рекомендуют при глубине $H \leq 1,0$ м проектировать раскрытую выемку или выемку, разделанную под насыпь, а при глубине $1,0 \text{ м} < H \leq 5,0 \text{ м}$ – выемку с пологими откосами – от 1:4 до 1:6. При глубине выемки $H > 5,0$ м крутизну откосов принимают равной 1:1,5.

На рассматриваемом участке продольного профиля выемка иногда прорезает водоносные пласты, как это показано на рис. 7.8.

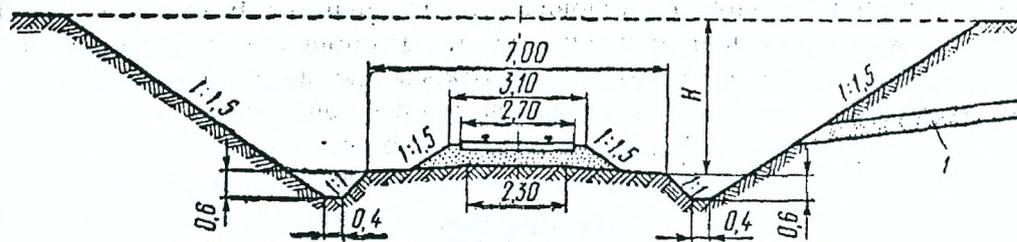


Рис. 7.8. Поперечный профиль выемки дороги на участке спуска с берега речной долины на пойму ($H > 5,0$ м): 1 – водоносный пласт

В результате слива в выемку поверхностных и грунтовых вод происходит вынос на откос мелких частиц грунта, что приводит к деформации откоса. Эта деформация значительно увеличивается в том случае, когда сливающиеся в выемку грунтовые воды содержат кислоты, растворяющие грунтовые соли.

Грунтовые воды оказывают отрицательное влияние на устойчивость откосов выемки еще и потому, что при насыщении откосов и дна выемки водой происходит уменьшение силы сцепления между частицами грунта и силы внутреннего трения, а это способствует образованию оползней откосов и ослаблению несущей способности основной площади выемки. Для обеспечения устойчивости откосов выемки необходимо устраивать дренажи с целью перехвата и отвода грунтовых вод от выемки. Дренажи следует располагать вдоль выемки на таком расстоянии от нее, чтобы в результате сбора и отвода грунтовых вод перед выемкой образовался достаточно мощный осушенный земляной массив, который мог бы играть роль упора, обеспечивающего устойчивость откосов выемки.

При пологом берегу речной долины на участке спуска на пойму земляное полотно проектируют в насыпи. В этом случае избегают пересечения водоносных пластов, залегающих на некоторой глубине от поверхности;

- поперечный профиль пойменной насыпи на участке, находящемся между спуском с берега речной долины на пойму и подъемом к мосту. На этом участке насыпь проектируют с минимальным допускаемым возвышением бровки над расчетным уровнем высоких вод (РУВВ). Поперечный профиль пойменной насыпи показан на рис. 7.9, а.

Откосы насыпи на данном участке подтапливаются почти на всю высоту (за счет набега волн), поэтому их проектируют с крутизной не более 1:2 по всей высоте. Обычно крутизну верхней части откоса до высоты 6-8 м принимают 1:2, а затем через каждые 6-8 м крутизну откосов уменьшают на 1/4. Если насыпь возводят из камня слабовыветривающихся пород, то крутизну верхней части откоса до высоты 6-8 м принимают 1:1,5 с уположением на 1/4 и через каждые 6-8 м. В местах пересечения водохранилищ, где насыпь на некоторых участках может иметь очень большую высоту и где откосы подтапливаются на протяжении всего года, назначают более пологие откосы (1:2,5 и положе);

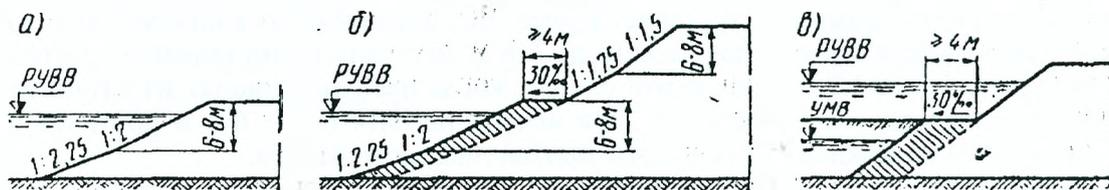


Рис. 7.9. Поперечные профили пойменных насыпей: а – низкой; б – высокой; в – в местах пересечения протоков, староречий и озёр

- поперечный профиль высокой пойменной насыпи на участке подъема к мосту через судоходную реку (рис. 7.9, б). Здесь насыпь может иметь большую высоту (до нескольких десятков метров). Надводную часть проектируют точно так же, как и обычную (сухую) дорожную насыпь, а именно: крутизну верхней части откоса до высоты 6-8 м принимают 1:1,5, а затем через каждые 6-8 м уменьшают на 1/4. Откосы насыпи в пределах подтопления проектируют так же, как и в случае более низкой пойменной насыпи (рис. 7.9, а). Надводная и подтапливаемая части откосов высоких насыпей сопрягаются с помощью берм, которые устраивают шириной не менее 4 м с уклоном 30% в сторону от полотна.

Бермы имеют разностороннее назначение, а именно: они образуют упоры, которые поддерживают откосы насыпи и тем самым увеличивают ее устойчивость; предотвращают

выпирающие из-под насыпи слабого грунта основания; образуют расположенные близко к уровню высоких вод незатопляемые площадки, которые облегчают наблюдение за состоянием подтопленной части откосов, упрощают производство их ремонта, дают возможность подвозить и складывать материалы для укрепления откосов. Рекомендуемая ширина берм (не менее 4 м) позволяет производить ремонтные работы в процессе эксплуатации пойменной насыпи с применением средств механизации.

Ширина берм и пологость откосов насыпи ниже берм должны быть тем больше, чем больше глубина воды у насыпи, чем менее устойчив грунт, из которого она отсыпана, и чем слабее грунт ее основания. Возвышение бермы над уровнем высоких вод в большинстве случаев назначают с таким расчетом, чтобы предотвратить возможность накатывания волны на берму. Тогда откос насыпи над бермой укрепляют как сухой откос.

Бермы с верховой и низовой стороны насыпи проектируют на разных уровнях. Отметку бровки бермы с верховой стороны устанавливают так же, как отметку бровки земляного полотна на участке, находящемся перед подъемом к мосту, т. е. определяют по формуле (7.5), причем технический запас принимают равным 0,25 м. Отметка бровки бермы с низовой стороны может быть уменьшена на величину разности уровней воды по обе стороны насыпи;

- поперечный профиль пойменной насыпи в местах пересечения протоков, староречий и озер. Если насыпь пересекает протоки, староречья и озера, то на участках пересечения она остается под не посредственным воздействием воды и после спада высоких вод, вследствие чего находится в условиях менее благоприятных для ее устойчивости. Поперечный профиль насыпи на этих участках имеет вид, показанный на рис. 7.9, в. На откосах устраивают бермы шириной не менее 4 м на уровне берегов пересекаемого протока, староречья или озера. Крутизну откосов земляной насыпи ниже бермы принимают меньшей, чем над бермой. При пересечении протоков иногда отсыпают призмы из камня. Крутизну откоса каменной призмы принимают 1:1–1:1,5.

На рис. 7.10 показан поперечный профиль высокой пойменной насыпи, запроектированной на мостовом переходе через судоходную реку.

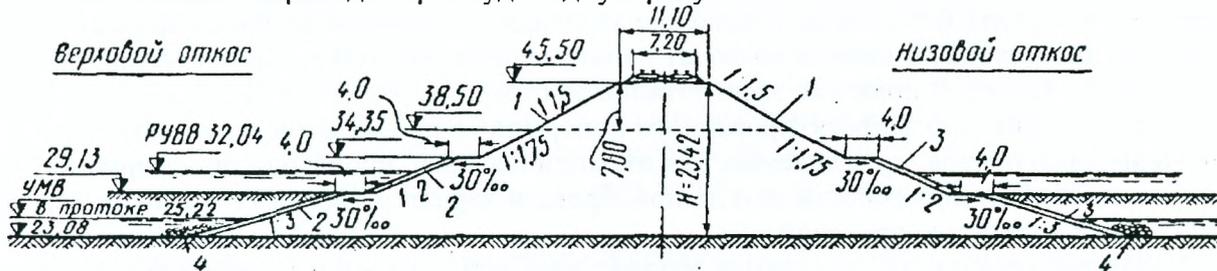


Рис. 7.10. Поперечный профиль высокой пойменной насыпи: 1 – одерновка плашмя; 2 – сборные железобетонные разрезные плиты, 2,5x3,0x0,15 м на слое щебня 0,15 м; 3 – сборные бетонные плиты 1,0x1,0x0,16 м на слое щебня 0,15 м; 4 – каменная наброска

Большое значение для обеспечения устойчивости насыпи имеет правильный выбор грунта, применяемого для ее отсыпки. Наиболее пригодными являются крупнозернистые. Эти грунты достаточно прочны, устойчивы, они при насыщении водой почти не снижают сил внутреннего трения. Кроме того, крупнозернистые грунты обладают высоким коэффициентом фильтрации. Для возведения подходящих насыпей часто бывают пригодными пески главного русла рек, которые целесообразно использовать при производстве земляных работ способом гидромеханизации.

Непригодными для отсыпки подходящих насыпей являются грунты пылеватые, мелкопесчаные, растительные и засоленные, мергель, трепел, солонцы, мел. Они отличаются значительной влагоемкостью, поглощая большое количество воды, набухают, разжижаются, при этом происходит уменьшение силы сцепления между частицами, силы внутреннего трения и несущей способности грунтов. В насыпи, возведенной из таких грунтов, легко могут возникнуть сплывы и оползни. Тонкие пылеватые пески при насыщении водой приобретают свойства плывунов.

Глину и суглинок применяют для отсыпки подходящей насыпи, но при условии, если грунт содержит сравнительно небольшой процент пылеватых фракций; кроме того, отсыпае-

мый грунт должен быть сухим, отсыпку необходимо производить в сухое время слоями толщиной не более 30 см с искусственным уплотнением укаткой или трамбованием. Если насыпь, отсыпанная из глины, хорошо уплотнена, то инфильтрация воды в нее незначительная.

В том случае, когда неизбежно возведение насыпи из мелкозернистого грунта, целесообразно на подошве низового и верхового откосов устраивать каменные призмы шириной поверху не менее 0,6 м. Такие призмы служат упором для откоса. Кроме того, они понижают кривую депрессии в теле насыпи и предотвращают суффозионный вынос мелких частиц грунта из насыпи в период спада высоких вод.

Грунт, предназначенный для подходной насыпи, требует обязательного лабораторного исследования, по результатам которого окончательно решается вопрос о пригодности грунта для насыпи.

Подходная насыпь должна иметь надежное основание, которое гарантировало бы ее от просадок. Если основание насыпи обладает малой несущей способностью и поддается размягчению при насыщении водой, то может произойти просадка насыпи. Такие случаи возможны при наличии в основании слоев ила или торфа. Ил во влажном состоянии не обладает силами сцепления и внутреннего трения и легко расползается; кроме того, он легко выдавливается из-под насыпи, поэтому если на дне протоков, староречий и озер, пересекаемых пойменной насыпью, имеется слой ила, то его необходимо удалить. Торф отличается большой влагоемкостью и незначительной несущей способностью, поэтому он также должен быть удален из-под насыпи.

Торф удаляют обычно путем выдавливания его в стороны в процессе отсыпки насыпи. Иногда необходимо предварительно производить выторфовывание и возводить насыпь на плотном минеральном дне.

В тех случаях, когда подходная насыпь имеет очень большую высоту и в районе строительства мостового перехода отсутствуют грунты, пригодные для возведения насыпи, а подвоз грунтов является затруднительным, может оказаться целесообразной замена высокой насыпи эстакадой. Такое решение должно быть обосновано технико-экономическим сравнением вариантов насыпи и эстакады. Сравнение указанных вариантов необходимо производить и тогда, когда подходную насыпь возводят на пойме реки, занятой ценными сельскохозяйственными культурами. В практике эксплуатации мостовых переходов известны случаи, когда вследствие неправильно запроектированного поперечного профиля и в результате необоснованного выбора грунтов, применяемых для отсыпки насыпей, происходили деформации земляного полотна. Эти деформации иногда приобретали характер массовых сплывов, и движение по дороге полностью прекращалось.

Подходные насыпи подвергаются воздействию ветровых волн и движущихся льдин, а на некоторых участках также размывающему действию текущей вдоль откосов воды, поэтому необходимо специальное укрепление откосов и подошв насыпей. При недостаточном укреплении откосов возникают местные деформации, которые приводят к сползанию выше-расположенного грунта, в результате происходит разрушение насыпи.

Откосы укрепляют как с верховой, так и с низовой стороны насыпи, при этом применяют различные типы укрепления. Это объясняется главным образом тем, что размеры ветровых волн могут быть разные с верховой и низовой стороны. Кроме того, при наличии ледохода льдины обычно ударяются только о верховой откос. В случае косого пересечения реки мостовым переходом при отклонении насыпи вверх по течению верховой откос может подвергаться действию текущей воды, тогда как вдоль низового откоса течение отсутствует.

На протяжении одного и того же откоса насыпи (верхового или низового) применяют различные типы укреплений на разных участках в зависимости от тех условий, в которых эти участки находятся. Участки подходных насыпей, прилегающие к границе разлива высоких вод, где глубины потока сравнительно небольшие и где подтопление земляного полотна наблюдается в редкие годы, требуют менее мощного типа укрепления, чем участки, находящиеся в пределах центральной части поймы, где глубины потока имеют большие значения. Если насыпь пересекает протоки, староречья и озера, то в местах их пересечения следует назначать такой тип укрепления откосов, который является пригодным для условий постоянного, а не периодического подтопления водой.

По высоте откоса также применяют различные типы укреплений. Откосы подходов насыпей по высоте можно разбить на три зоны:

- I зона располагается выше уровня с отметкой $\nabla_{\text{нас}}$. К этой зоне относятся находящиеся выше бERM откосы высоких подходов насыпей на участке подъема к мосту (рис. 7.11, а). В I зоне откосы не подвергаются разрушающему действию речного потока.

- II зона располагается ниже уровня с отметкой $\nabla_{\text{нас}}$. К этой зоне относятся откосы пойменных насыпей (рис. 7.11, б) и откосы высоких насыпей на участке подъема к мосту, находящиеся ниже бERM (рис. 7.11, а). В местах пересечения пойменной насыпью протоков, староречий и озер II зона располагается между уровнем с отметкой $\nabla_{\text{нас}}$ и уровнем меженных вод УМВ (рис. 7.11, в). В этой зоне откосы должны быть защищены от воздействия волн, льда и течения.

- III зона находится ниже уровня меженных вод УМВ. К этой зоне относят нижние части откосов насыпей на участках пересечения протоков, староречий и озер (рис. 7.11, в). В III зоне откосы также требуют защиты, но в условиях постоянного подтопления водой.

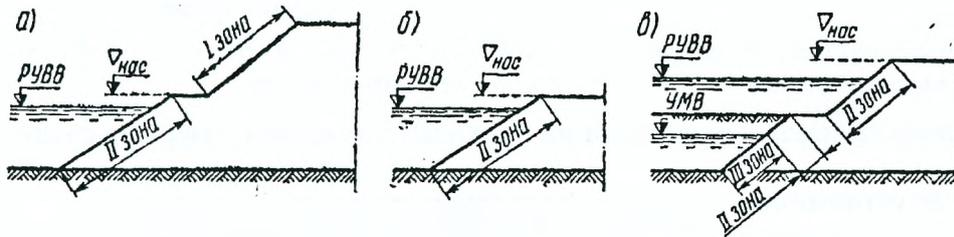


Рис. 7.11. Зоны откосов пойменных насыпей: а – высокой; б – низкой; в – на пересечениях протоков, староречий и озер

Таким образом, II зона распространяется на всю длину пойменной насыпи, а I и III зоны встречаются лишь на сравнительно коротких ее участках.

В тяжелых условиях оказываются часто откосы насыпей на мостовых переходах через водохранилища. Особенно сильное воздействие на откосы таких насыпей оказывают ветровые волны, которые на водохранилищах достигают значительных размеров и возникают гораздо чаще, чем на периодически затопляемых поймах. Воздействие льда на откосы насыпей, пересекающих водохранилища, проявляется главным образом в виде сжимающего усилия, образующегося вследствие термического расширения льда. Кроме того, лед может примерзнуть к покрытию откоса и при изменении уровня воды в водохранилище отрывать отдельные элементы покрытия от откоса.

При большой длине подходов насыпей стоимость укреплений откосов значительная. Высокая стоимость укреплений обусловлена главным образом необходимостью защиты откосов от воздействия волн. Для замены дорогостоящих конструкций более легкими и дешевыми типами укреплений иногда применяют различные способы снижения высоты волн. Эффективным способом снижения высоты волн является посадка кустарника и деревьев у откосов пойменных насыпей. Этот способ применяют на мостовых переходах через свободные реки с периодически затопляемыми поймами, на которых возможно развитие древесной растительности.

Описание конструкций различных типов укреплений и расчеты их размеров изложены ниже.

7.5. Расчет устойчивости земляных насыпей на подходах к мостам

Насыпи на подходах к мостам находятся под воздействием собственного веса, подвижной (временной) нагрузки и различных природных факторов, основным из которых является вода. Под влиянием действующих сил и природных факторов насыпь может потерять устойчивость.

Под устойчивостью понимают сохранение насыпью предусмотренного проектом положения в пространстве без сдвигов и просадок.

Основными видами деформаций земляных насыпей на подходах к мостам являются деформации откосов и просадка насыпи.

Деформации откосов обычно проявляются в том, что часть грунта отделяется от массы насыпи и перемещается под действием силы тяжести и силы гидродинамического давления воды по некоторой поверхности скольжения, образуя оползень (рис. 7.12, а).

К причинам, вызывающим деформации откосов насыпей, относят чрезмерно большую крутизну откоса и увлажнение грунта, которое уменьшает силы сцепления и силы внутреннего трения.

Просадка насыпи характеризуется вертикальным перемещением поверхности земляного полотна (рис. VII.8, б). Этот вид деформации вызывается осадкой слабого основания, на котором возведена пойменная насыпь.

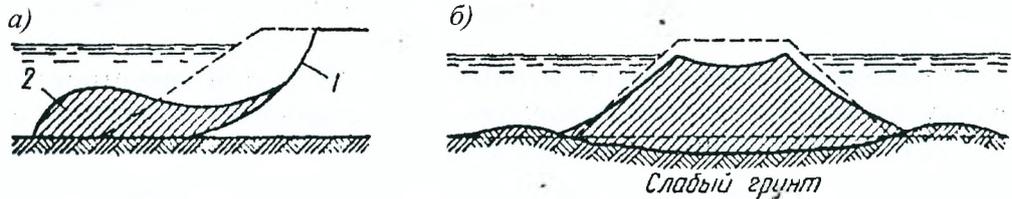


Рис. 7.12. Виды деформаций земляных насыпей на подходах к мостам: а – деформация откосов; 1 – поверхность скольжения; 2 – бугор оползня; б – просадка насыпи

Устойчивость земляных насыпей на подходах к мостам проверяют специальными расчетами.

1. Расчет устойчивости откосов подходных насыпей. Для оценки устойчивости откосов высоких насыпей (высотой более 12 м) производят расчет, который ведут графоаналитическим способом. При расчете учитывают силы тяжести, сцепления, внутреннего трения и гидродинамического давления воды. Временную нагрузку заменяют весом эквивалентного слоя грунта толщиной h_2 (рис. 7.13). Расчет производят для начального периода спада паводка, когда насыпь находится в самых неблагоприятных условиях.

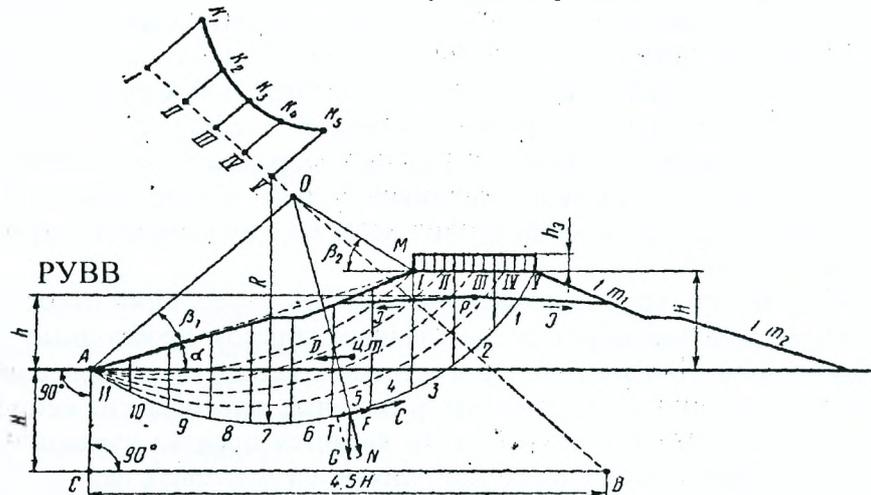


Рис. 7.13. Схема к расчету устойчивости откоса высокой подходной насыпи (OB – прямая центров)

Поверхность возможного обрушения (скольжения) откоса обычно принимают круглоцилиндрической, проходящей через подошву откоса. Предполагается, что центры наиболее опасных кривых скольжения лежат на некоторой прямой OB , положение которой зависит от высоты насыпи и крутизны ее откосов.

Построение прямой OB производят следующим путем. Прежде всего находится местоположение точки B . Для этого через точку A , соответствующую подошве рассчитываемого откоса насыпи, проводят вертикальную прямую и на ней откладывают отрезок AC , равный высоте насыпи H . Через точку C проводят горизонтальную прямую. Искомая точка B находится на расстоянии $4,5H$ от точки C .

Затем определяют положение точки O , которая находится на пересечении двух лучей, проведенных из точек A и M (точка M соответствует бровке насыпи) под углами β_1 и β_2 к откосу и горизонту. Значения углов β_1 и β_2 зависят от угла наклона откоса α (табл. 7.1).

Если откос ломаный, то его заменяют прямой AA_1 , соединяющей точку подошвы откоса (точку A) и точку бровки насыпи (точку M) (пунктирная линия на рис. 7.13). После определения положения точек B и O их соединяют прямой, которая и является прямой центров наиболее опасных кривых скольжения.

Значения углов β_1 и β_2

Таблица 7.1

Крутизна откоса	Угол наклона откоса α	Угол β_1 град	Угол β_2 град	Крутизна откоса	Угол наклона откоса α	Угол β_1 град	Угол β_2 град
1:0.58	60°	29	40	1:3	$18^\circ 26'$	25	35
1:1	45°	28	37	1:4	$14^\circ 03'$	25	36
1:1.5	$33^\circ 40'$	26	35	1:5	$11^\circ 19'$	25	37
1:2	$26^\circ 34'$	25	35				

Считают, что выше кривой депрессии грунт сухой, а ниже – насыщен водой. Линия депрессии условно принимается за наклонную прямую, ее проводят из точки P , находящейся на оси земляного полотна на уровне $PUBB$, под углом, тангенс которого равен гидравлическому градиенту I .

Затем намечают положение нескольких кривых скольжения. Объем грунта земляного полотна, отсеченный каждой кривой, разбивают вертикальными сечениями на ряд отсеков. Расчет ведут для участка насыпи длиной 1 м.

Силами, стремящимися сдвинуть данный отсек, являются:

- сила T – составляющая веса отсека, касательная к кривой скольжения;
- сила D – сила гидродинамического давления фильтрующейся воды. Сила D приложена в центре тяжести выделенного отсека и направлена параллельно линии депрессии.

Силами, удерживающими данный отсек от сдвига, являются:

- сила внутреннего трения $F=f \cdot N$, где f – коэффициент трения между частицами грунта, равный $tg\varphi$ (φ – угол внутреннего трения); N – составляющая веса отсека, нормальная к кривой скольжения;
- сила сцепления $C=c \cdot l$, где c – сцепление грунта; l – длина кривой скольжения в пределах данного отсека.

Для каждой из намеченных кривых скольжения (I, II, III и т. д.) определяют значение коэффициента устойчивости K , который представляет собой отношение суммы удерживающих сил к сумме сил сдвигающих

$$K = \frac{\sum F + \sum C}{\sum T + \sum D} = \frac{f \sum N + c_c L_c + c_s L_s}{\sum T + \rho_w \cdot I \cdot \sum \Omega_s}, \quad (7.13)$$

где C_c – сцепление сухого грунта, кПа; L_c – длина сухой части кривой скольжения, м; C_s – сцепление водонасыщенного грунта, кПа; L_s – длина водонасыщенной части кривой скольжения, м; ρ_w – плотность воды, т/м³; I – гидравлический градиент; $\sum \Omega_s$ – суммарная площадь (всех отсеков) водонасыщенной части грунта, м².

Плотность водонасыщенного грунта в т/м³ определяют по формуле

$$\rho_{sw} = \frac{(\rho - 1) \cdot (100 - n)}{100}, \quad (7.14)$$

где ρ – плотность грунта; n – пористость грунта, %.

Численные значения физико-механических характеристик грунта (угла внутреннего трения φ , сцепления C , и др.) устанавливают на основании результатов инженерно-геологических изысканий и испытаний грунта в лаборатории. При отсутствии данных лабораторных исследований принимают средние ориентировочные значения физико-механических характеристик грунта, приведенные в табл. 7.2.

Найденные по формуле (7.13) значения коэффициента устойчивости откладывают из соответствующего центра перпендикулярно к линии OB , а затем графическим построением определяют минимальный коэффициент устойчивости и соответствующую ему кривую скольжения.

**Средние значения физико-механических характеристик грунтов
земляного полотна подходных насыпей**

Таблица 7.2

Наименование грунтов	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа	Плотность ρ , т/м ³	Плотность частиц ρ_s , т/м ³
Песок	26-35	0	1,60-1,70	2,65-2,67
Супесь	14-28	2-20	1,60-1,90	2,66-2,70
Суглинок	8-25	5-60	1,60-1,95	2,68-2,71
Глина	6-22	5-100	1,60-2,30	2,70-2,75

Значения гидравлического градиента I даны ниже.

Наименование грунтов	Гидравлический градиент
Песок	0,003—0,020
Супесь	0,020—0,050
Суглинок	0,050—0,100
Глина	0,100—0,200

Минимальный коэффициент устойчивости подходной насыпи должен быть не менее 1,3. Если в результате расчета коэффициент устойчивости получится менее 1,3, то следует уменьшить крутизну откосов насыпи, уширить бермы или ввести дополнительные бермы, а затем повторить весь расчет.

Коэффициент устойчивости K определяют по формуле (7.13) в тех случаях, когда пойменная насыпь отсыпается из супесчаных или суглинистых грунтов.

Пойменная насыпь, возводимая из среднезернистых и крупнозернистых песков, обладает высокой фильтрационной способностью. Уровень грунтовой воды в теле такой насыпи следует за уровнем воды на откосе насыпи в течение всего периода подъема и спада пойменной воды. Кривая депрессии близка к горизонтальной прямой, и сила гидродинамического давления воды практически отсутствует. Кроме того, силы сцепления в песчаных грунтах весьма малы, и ими можно пренебречь, поэтому формула для коэффициента устойчивости насыпи, возведенной из песка, принимает следующий вид

$$K = f \sum N / \sum T. \quad (7.15)$$

Глинистые грунты являются практически водонепроницаемыми. Благодаря этому пойменные насыпи, отсыпанные из глины, не подвергаются гидродинамическому воздействию воды. При определении массы грунта в пределах каждого отсека учитывают его объемную массу в сухом состоянии. Формула для коэффициента устойчивости насыпи, возведенной из глинистых грунтов, принимает следующий вид

$$K = (f \sum N + cL) / \sum T. \quad (7.16)$$

2. Расчет устойчивости насыпи против просадки. Насыпи, которые возводят на основании из грунтов, оказывающих сравнительно слабое сопротивление нагрузке (неплотные, водонасыщенные грунты), дают просадку, обусловленную деформацией основания. Грунт основания под влиянием массы насыпи сжимается и уплотняется, а при большой нагрузке может выжиматься из-под насыпи в стороны (рис. 7.12, б). В соответствии с этим следует производить расчет устойчивости высоких подходных насыпей против бокового сдвига грунта в их основании.

Для устойчивости насыпи необходимо, чтобы ни в одной точке грунтового массива основания касательные напряжения не превышали сопротивления грунта сдвигу, т. е. $\tau_{max} < C_s$, где τ_{max} — максимальная величина касательных напряжений в основании, которые вызываются нагрузкой от сооружения; C_s — сцепление водонасыщенного грунта.

Касательные напряжения имеют наибольшие значения в точках основания, расположенных по оси насыпи; для этих точек величину τ_{max} определяют по формуле

$$\tau_{max} = \frac{zp}{\pi a} \ln \frac{z^2 + L^2}{z^2 + b^2}, \quad (7.17)$$

где z – глубина погружения точки A (рис. 7.14), для которой определяемая величина τ_{max} , м;
 p – удельное давление насыпи на грунт в средней ее части, кПа; a – заложение откоса насыпи, м; b – половина ширины земляного полотна, м; L – половина ширины насыпи понизу, м.

При определении величины p следует учитывать давление от массы насыпи и временную нагрузку. Последняя заменяется массой эквивалентного слоя грунта толщиной h_s (рис. 7.14).

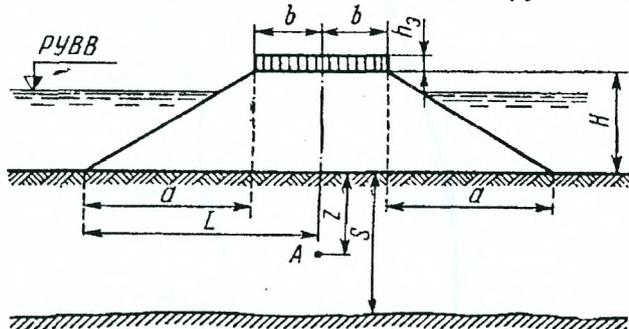


Рис. 7.14. Схема к определению максимальных касательных напряжений в основании насыпи

Тогда

$$p = \rho_{sw}(H + h_s), \quad (7.18)$$

где ρ_{sw} – плотность водонасыщенного грунта, т/м³; H – высота насыпи, м; h_s – толщина эквивалентного слоя грунта, м.

Из формулы (7.17) видно, что в каждом конкретном случае касательные напряжения τ_{max} зависят только от глубины z , на которой находится точка A (величины a , b , L и p являются постоянными). Анализ формулы (7.17) показывает, что с увеличением глубины z касательные напряжения τ_{max} сначала возрастают, достигают некоторого максимума, а затем убывают, поэтому при проверке устойчивости насыпи против просадки величину τ_{max} следует подсчитывать для нескольких точек, находящихся на разной глубине z в пределах слабого грунта толщиной S . Каждый раз надо подсчитывать коэффициент устойчивости насыпи

$$K = \frac{c_s}{\tau_{max}} \geq 1,3. \quad (7.19)$$

Повышение устойчивости подходов насыпей против бокового сдвига грунтов основания достигается применением некоторых конструктивных мероприятий, а именно:

- путем снижения их высоты, если только это допустимо по условиям положения проектной линии на подходах к мосту;
- назначением более пологих откосов (до 1:5-1:10), что позволяет снизить величину касательных напряжений в грунте основания;
- уширением нижней части насыпи с устройством берм, что также противодействует выпиранию подстилающего грунта;
- удалением части подстилающего слабого грунта.

Выбор того или иного конструктивного мероприятия в каждом конкретном случае должен быть обоснован технико-экономическим сравнением с наиболее распространенным решением, а именно: полным удалением слабого подстилающего грунта и отсыпкой подходной насыпи на плотный грунт.

7.6. Защита берегов и подходов от размыва

Как отмечено выше, естественный русловой процесс может вызвать такое положение излучины русла, которое будет угрожать устойчивости сооружений мостового перехода. Иногда по условиям трассирования мостовой переход приходится выбирать на криволинейном участке русла, дальнейшее искривление которого также нежелательно для устойчивости сооружений перехода. В этих случаях необходимо оградить берег русла от размыва.

Высокие скорости потока вдоль насыпи подхода к мосту, что неизбежно, например, при наличии на трассе подхода угла вверх по течению, также вызывают необходимость защиты подхода от возможного размыва.

При защите берегов и подходов от размыва могут быть применены два варианта защиты: укрепление откосов с приданием берегу русла плавного очертания (рис. 7.15, а) или осуществление системы поперечных сооружений (траверсов, бун, полузапруд), выступающих в поток и отжимающих его от подхода или берега (рис. 7.15, б).

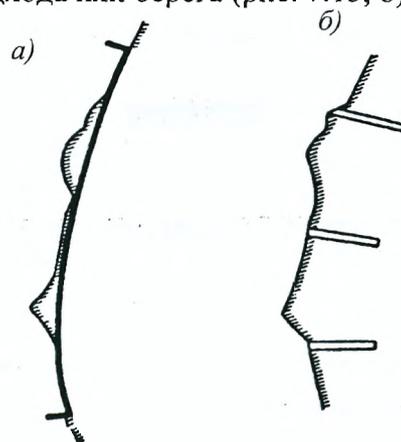


Рис. 7.15. Защита берегов русла: а – укрепление откосов; б – поперечные сооружения

Вариант выбирают на основе технико-экономических расчетов. Береговые откосы перед возведением укреплений планируют. Для укреплений используют сборные или монолитные плиты, а ниже меженного уровня в основании укрепления – гибкие укрепления в виде тюфяков, опускающихся при подмыве.

Участок укрепления откоса берега русла должен также ограничиваться заделками укрепления в грунт.

Поперечные сооружения можно назначать незатопляемыми в пределах до уровня бровки русла или с уклоном от корня к голове.

Характер работы этих сооружений зависит от угла наклона сооружения к течению (рис. 7.16)

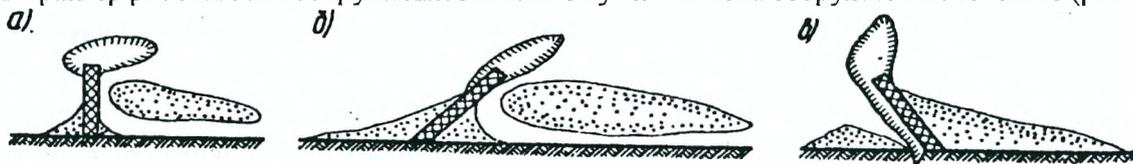


Рис. 7.16. Деформации русла у поперечных сооружений при их расположении: а – нормально к течению; б, в – с наклоном к течению соответственно; б – вниз, в – вверх (контуры со штриховкой – размыв, с точками – отложение наносов)

Расстояние $L_{ш}$ между поперечными сооружениями определяется исходя из схемы (рис. 7.17) по формуле

$$L_{ш} = l_{ш} (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \operatorname{ctg} \beta), \quad (7.20)$$

где $l_{ш}$ – длина сооружения; α – угол наклона сооружения к линии защищаемого берега; β – угол растекания потока за сооружением.

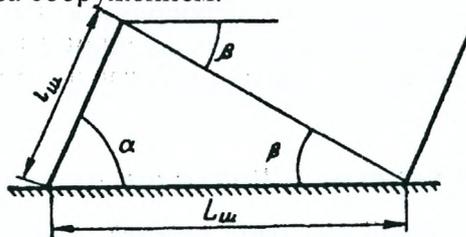


Рис. 7.17. Схема растекания потока за сооружением

Практически расстояние между поперечными сооружениями на прямолинейном участке принимают равным четырехкратной длине сооружения, на криволинейном участке – трехкратной.

Если поперечные сооружения для защиты берега русла проектируют затопляемыми (полузапруды), их следует располагать с небольшим (до 30°) наклоном вниз по течению, расстояние между сооружениями принимают равным двукратной их длине.

При больших углах набегания потока на защищаемый фронт сооружениям можно придавать Г-образную форму. Длина части сооружения, параллельная защищаемому берегу, должна быть не менее чем в 2-2,5 раза больше наибольшей глубины у головы сооружения. В этом случае не наблюдается водоворотов и завихрений в головной части сооружения.

Для отжима течения от подходной насыпи применяют обычно прямолинейные траверсы, располагаемые нормально или под углом 10-20° вниз по течению.

Расстояние между траверсами принимают равным их четырехкратной длине.

Размещение траверсов должно быть увязано со струенаправляющей дамбой (рис. 7.18).

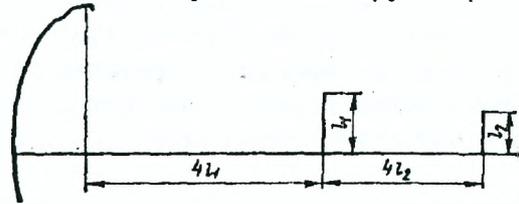


Рис. 7.18. Схема размещения струенаправляющей дамбы и траверсов

Во избежание подмыва корня сооружения его не следует принимать менее величины, определяемой по формуле

$$l_{\text{ш}} \geq h_p \sqrt{1 + m^2}, \quad (7.21)$$

где h_p – наибольшая местная глубина в воронке размыва; m – заложение напорного откоса сооружения.

Корневая часть поперечных сооружений в русле должна быть заделана в берег, а береговой откос у корня сооружения должен быть укреплен с верховой стороны на 4-5 м.

Поперечные сечения траверсов для защиты подходов принимают такими же, как и для струенаправляющих дамб. В головных частях траверсов откос уполаживается для уменьшения местного размыва.

Основой траверсов служит грунт. Откосы траверсов укрепляются в зависимости от скоростей течения местными материалами, бетонными или железобетонными плитами. Подшва откосов, особенно в головной части траверсов, должна быть укреплена каменной рибермой с количеством камня, достаточным для защиты укрепления откоса от деформаций при расчетной величине местного размыва.

Для поперечных берегозащитных сооружений используют каменно-хворостяную кладку, габионы.

Сооружения основывают на каменно-хворостяных тьюфяках, располагаемых ниже меженного уровня.

В порядке улучшения работы берегозащитных поперечных сооружений на предгорных и горных участках рек И. Я. Мелик-Бахтамян предложен новый тип берегозащитной шпоры, состоящей из отдельных массивов, образующих каналы, течение в которых направлено под углом от берега (рис. 7.19).

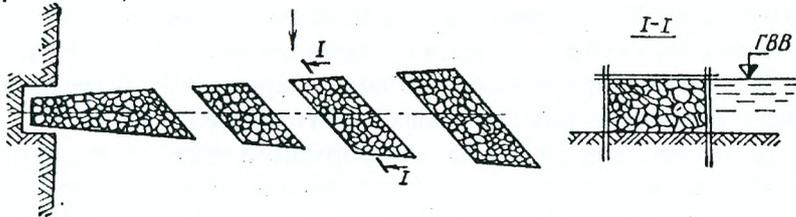


Рис. 7.19. Схема сквозной берегозащитной шпоры из отдельных массивов

От берега массивы расширяются, оптимальный угол расширения определен по результатам лабораторных исследований, равным 5° от оси шпоры в каждую сторону.

Расстояние между массивами 1-4 м, ширину канала принимают равной половине его длины.

При наличии каналов в шпоре сооружение работает как сквозное.

Из-за малого стеснения потока можно предполагать небольшой местный размыв в головной части сооружения, а наличие косых каналов способствует отклонению потока от берега.

Массивы могут состоять из габионов или свайных ящиков, заполненных камнем.

8. РАСЧЕТЫ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

8.1. Общие сведения

Стеснение реки переходом обязательно вызывает размывы дна под мостом и в непосредственной близости к нему. Если размывы располагаются в отверстии моста неравномерно, сосредотачиваются в какой-то одной его части, возможен подмыв опор и нарушение устойчивости моста. Повреждения сооружений перехода могут возникать и в результате интенсивного развития естественных деформаций речного русла. Чтобы не допустить опасного развития размывов и деформаций, на мостовых переходах устраивают специальные сооружения, которые на участке реки вблизи перехода регулируют движение воды и наносов.

На мостовых переходах применяют следующие основные регуляционные сооружения и мероприятия:

- пойменные незатопляемые криволинейные струенаправляющие сооружения;
- пойменные незатопляемые прямолинейные струенаправляющие сооружения;
- валы, стесняющие и ограждающие русловую зону блуждающих рек;
- водоразделительные дамбы и дамбы обвалования
- струеотбойные поперечные сооружения;
- укрепления берегов русел;
- срезки подмостовых русел;
- спрямление русел у мостов.

Регуляционные сооружения, применяемые на мостовых переходах по местоположению можно разделить на две группы:

- регулирующие русловой поток;
- регулирующие пойменный поток.

Сооружения, относящиеся к первой группе, куда входят продольные и поперечные русловые сооружения имеют на мостовых переходах через равнинные реки ограниченное применение.

Из сооружений, регулирующих пойменные потоки на мостовых переходах, применяют струенаправляющие дамбы для разграничения расхода между сооружениями, расположенными в общей пойме, при этом верховые струенаправляющие дамбы направляют пойменные потоки под мост и обеспечивают равномерное распределение размыва под мостом, а низовые струенаправляющие дамбы обеспечивают плавное и постепенное растекание потока, выходящего из-под моста.

По своему назначению регуляционные сооружения делят на два вида:

- предназначенные для регулирования потока только во время высоких вод, когда он сжат подходами к мосту;
- устраиваемые для закрепления положения русла или для изменения его в нужном направлении.

Сооружения второго вида называют иногда выправительными.

К выправительным сооружениям относят: спрямления русел, устраиваемые на некрупных равнинных реках с меандрирующими руслами; укрепления береговых откосов русел; траверсы, отжимающие течение от размываемых берегов русел.

Так как наиболее интенсивно размывы и деформации русел развиваются в паводочный период, поэтому в первую очередь на мостовых переходах строят сооружения, связанные с регулированием потока во время высоких вод. К этим сооружениям относят: струенаправляющие дамбы на равнинных реках и дамбы на предгорных реках; срезки пойм на равнинных реках; струеотбойные траверсы, примыкающие к дамбам, а иногда и к подходным насыпям; укрепления берегов реки.

Конфигурация, размеры и конструкция всех этих сооружений зависят: от типа реки (равнинная, предгорная), характера руслового процесса, меры стеснения потока, от того, как расположен переход по отношению к общему направлению движения воды в реке, и, наконец, от ситуационных особенностей участка реки в месте перехода.

Стоимость постройки регулиционных сооружений на равнинных реках составляет в среднем от 10 до 20% строительной стоимости всего перехода. На предгорных реках с блуждающими руслами затраты на регулирование потока бывают гораздо больше, в отдельных случаях они достигают 50-70% всей стоимости перехода. Ввиду указанного, при проектировании мостовых переходов необходимо уделять должное внимание выбору и обоснованию размеров регулиционных сооружений, особенно на переходах рек с блуждающими руслами.

8.2. Струенаправляющие дамбы на переходах через равнинные реки

Незатопляемая струенаправляющая дамба, примыкающая к устью, обеспечивает плавное подведение пойменных вод к отверстию моста и постепенное расширение потока за мостом.

Устройство дамбы предусматривается, когда на участке поймы, перекрытой насыпью при РУВВ, проходит не менее 10-15% общего расхода воды в реке. При меньшем стеснении поймы можно ограничиться устройством у устья уширенного конуса.

Своевременно построенная струенаправляющая дамба (одновременно с подходной насыпью, стесняющей поток) предотвращает опасное развитие размывов у моста.

Как показали наблюдения на существующих переходах, при отсутствии дамбы у устья образуется глубокая местная промоина (рис. 8.1).

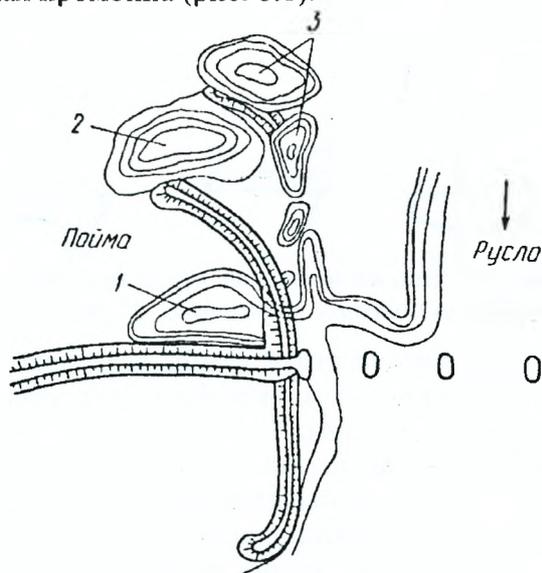


Рис. 8.1. Размывы на пойме у моста: 1 – без струенаправляющей дамбы; 2 – у криволинейной дамбы, построенной после разрушения прямолинейной дамбы; 3 – у прямолинейной дамбы

Её появление связано с резким нарастанием скорости течения вдоль верховой стороны подходной насыпи. Подмыв насыпи с верховой стороны вблизи устья очень опасен, так как при разрушении насыпи пойменный поток обходит мост. Сооружение верховой дамбы исключает образование местного размыва у устья, размыв отодвигается вверх к голове дамбы, а глубина его уменьшается.

Низовая дамба также предохраняет устья от подмыва. При отсутствии этой дамбы поток, выходящий из мостового отверстия с большой скоростью, взаимодействует с водоворотной областью, расположенной за насыпью подхода. Вблизи устья с низовой стороны возникает местный водоворот с вертикальной осью вращения. Этот водоворот, размывая дно, образует глубокую промоину.

При широкой односторонней пойме, если нет струенаправляющей дамбы, транзитный поток отклоняется у моста в одну сторону. В пролеты, расположенные на пойме, направляется мало воды, а русловые пролеты моста перегружаются водой, что увеличивает размыв в этих пролетах. Кроме того, в отверстии образуется косоструйное течение, увеличивающее глубину местных размывов у опор моста. Указанные неблагоприятные явления устраняются при устройстве дамбы, так как перед мостом она постепенно сужает поток, а за мостом также постепенно расширяет поток, поэтому вдоль по течению средняя скорость движения воды изменяется медленней, чем при отсутствии дамбы. Это приводит к более плавному распространению общего размыва дна вверх и вниз от моста.

Поворачивая в отверстие, пойменные струи обязательно искривляются. Чтобы струи двигались вдоль дамбы, не отрываясь от нее, без образования водоворотов, необходимо дамбе в плане придавать криволинейное очертание.

Если дамба прямолинейная, около нее возникают водовороты. Они размывают дно и образуют цепь воронок размыва, расположенных одна за другой вдоль дамбы (рис. 8.1). Подмыв подошвы дамбы ведет к ее разрушению.

На рис. 8.2 показана схема правильно и неправильно запроектированных струенаправляющих дамб.

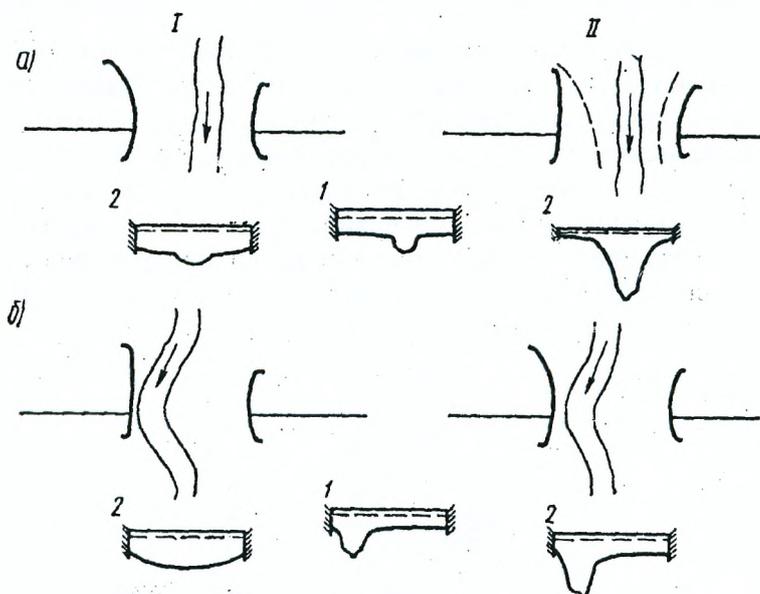


Рис. 8.2. Схема струенаправляющих дамб на мостовых переходах, запроектированных: I – правильно; II – неправильно; 1 – живые сечения под мостом до размыва; 2 – то же, после размыва

Отсюда по характеру направления струй дамбы разделяются на обтекаемые и отбойные. Обтекаемые применяют, когда поток должен быть направлен на участок отверстия моста, примыкающий к устью с той же стороны.

Отбойные применяют для отжатия потока от того же участка отверстия моста.

Для лучшего обтекания опор и уменьшения размыва около них, течение в отверстии должно быть направлено перпендикулярно к оси моста и приближаться к прямолинейному. В связи с этим, верховые криволинейные дамбы устраивают переменной кривизны с радиусом, увеличивающимся от головы дамбы к ее корню (рис. 8.3).

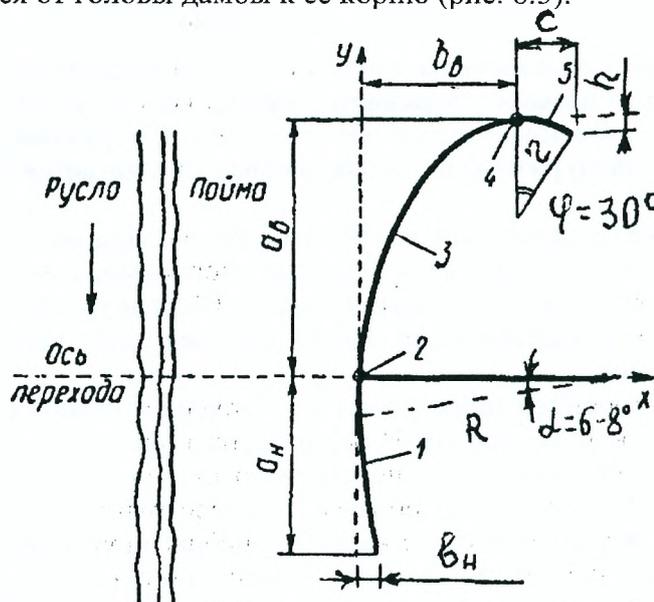


Рис. 8.3. Очертание струенаправляющей дамбы в плане: 1 – низовая дамба; 2 – корень дамбы; 3 – верховая дамба переменной кривизны; 4 – голова дамбы; 5 – круговая приставка

Наиболее целесообразным очертанием в плане верховых криволинейных дамб является эллиптическое очертание. Вылет дамбы $a_в$ может приниматься равным большой полуоси эллипса; разворот дамбы $b_в$ – равным малой полуоси (рис. 8.3). В голове к эллиптической кривой рекомендуется добавлять круговую приставку с центральным углом 30° . Радиус приставки принимают равным $0,2 b_в$ или равным малому радиусу эллипса в голове дамбы.

Низовая дамба очерчивается по круговой кривой большого радиуса с центральным углом $6-8^\circ$. При этом расширение спокойного потока происходит без отрыва от тела дамбы. Радиус низовой дамбы связан с размерами верховой дамбы. Его можно принимать равным $2a_в$ или равным большому радиусу эллипса, что обеспечивает более плавный переход от верховой к низовой дамбе.

Струенаправляющая дамба для безотрывного ее обтекания, кроме определенного криволинейного очертания, должна иметь еще достаточные размеры. По рекомендациям А.М.Латышенкова расчет размеров дамб производят по характеристикам потока на пике паводка.

Размеры верховой эллиптической дамбы – ее разворот $b_в$ и вылет $a_в$ (рис. 8.3) – определяют в зависимости от меры стеснения потока Q/Q_m и от ширины русла реки $B_{в,р}$ по следующим формулам:

разворот дамбы

$$b_в = K A B_{в,р}, \quad (8.1)$$

вылет дамбы

$$a_в = K A B_{в,р}, \quad (8.2)$$

где A – коэффициент, зависящий от меры стеснения Q/Q_m и характера стеснения потока подходами: одностороннее или симметричное двустороннее (табл. 8.1); $K = a_в / b_в$ – коэффициент, который изменяется от 1,5 до 2,0 в зависимости от меры стеснения и определяется по таблице 8.2.

Большой и малый радиусы эллипса вычисляются следующим образом: большой радиус (в корне верховой дамбы)

$$R = \frac{a_в^2}{b_в}; \quad (8.3)$$

малый радиус (в голове верховой дамбы)

$$r = \frac{b_в^2}{a_в}. \quad (8.4)$$

Значение коэффициента A

Таблица 8.1

Q/Q_m	A		Q/Q_m	A	
	Одностороннее стеснение (одна пойма)	Симметричное двустороннее стеснение (две равные поймы)		Одностороннее стеснение (одна пойма)	Симметричное двустороннее стеснение (две равные поймы)
1,111	0,112	0,106	1,812	0,481	0,315
1,175	0,170	0,150	2,000	0,533	0,340
1,250	0,222	0,186	2,220	0,584	0,365
1,333	0,275	0,215	2,500	0,635	0,390
1,430	0,327	0,240	2,860	0,685	0,425
1,540	0,378	0,265	3,333	0,770	0,438
1,667	0,429	0,290			

Значение коэффициента K

Таблица 8.2

Q/Q_m	1.175	1.19-1.33	1.35-1.54	1.56-1.82 и более
	1,5	1,67	1,83	2,0

Длина эллиптической части верховой дамбы находится как длина четверти эллипса

$$S, \approx \frac{\pi}{4} [1,5(a_в + b_в) - \sqrt{a_в b_в}]. \quad (8.5)$$

Безразмерные координаты эллиптической части оси верховой дамбы (в долях величины разворота $b_в$), необходимые для ее разбивки, приведены в табл. 8.3 (начало координат в корне дамбы).

Безразмерные координаты эллиптической части верховых дамб при разных отношениях вылета к развороту

Таблица 8.3

$K=a_в/b_в=1,5$		$K=a_в/b_в=1,67$		$K=a_в/b_в=1,83$		$K=a_в/b_в=2,0$	
$x/b_в$	$y/b_в$	$x/b_в$	$y/b_в$	$x/b_в$	$y/b_в$	$x/b_в$	$y/b_в$
0,00	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000
0,25	0,013	0,20	0,010	0,20	0,006	0,20	0,004
0,50	0,059	0,40	0,030	0,40	0,028	0,40	0,020
0,75	0,133	0,60	0,065	0,60	0,058	0,60	0,048
1,00	0,253	0,80	0,118	0,80	0,100	0,80	0,088
1,25	0,448	1,00	0,198	1,00	0,163	1,00	0,135
1,30	0,500	1,20	0,305	1,20	0,244	1,20	0,200
1,35	0,564	1,40	0,454	1,40	0,356	1,40	0,285
1,40	0,641	1,50	0,560	1,60	0,514	1,60	0,400
1,45	0,741	1,60	0,712	1,70	0,629	1,80	0,563
1,48	0,836	1,62	0,751	1,75	0,710	1,90	0,688
1,50	1,000	1,64	0,810	1,78	0,767	1,95	0,776
—	—	1,66	0,890	1,80	0,819	1,98	0,874
—	—	1,67	1,000	1,81	0,852	2,00	1,000
—	—	—	—	1,83	1,000	—	—

Как видно из таблицы, с возрастанием меры стеснения размеры дамб увеличиваются. В случае двустороннего стеснения размеры дамбы меньше, чем при одностороннем (рис. 8.4, а, б).

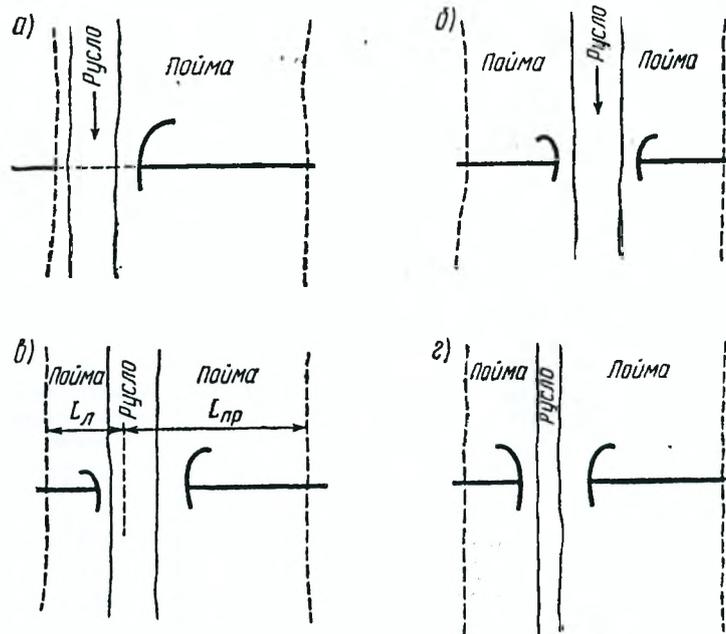


Рис. 8.4. Схемы струенаправляющих дамб при разных поймах: а – односторонняя пойма; б – равные двусторонние поймы; в – неравные поймы; г – неравные поймы, неширокое русло

Вылет круговой низовой дамбы (см. рис. 8.3) назначается равным половине вылета верховой дамбы

$$a_n = \frac{a_в}{2}. \quad (8.6)$$

Если при таком размере низовой дамбы угол разворота круговой кривой, по которой описывается ось дамбы, оказывается большим, чем 8° , то часть дамбы до величины угла 8° описывается по дуге круга, а остальная часть (до $a_n = a_в/2$) проводится по прямой линии, касательной к круговой кривой. Это делается для того, чтобы угол растекания не превышал 8° .

В случае резко выраженного несимметричного двустороннего стеснения потока подходами (неравные поймы) и при наличии хорошо разработанного глубокого русла, отделяющего левую пойму от правой, рекомендуется назначать границу раздела потока на левую и правую части. Размеры криволинейных струенаправляющих дамб рассчитывают в этом случае как и при одностороннем стеснении – отдельно для каждого из потоков (левого и правого) в соответствии с принятой их границей.

Длина дамб на разных поймах при таком расчете будет неодинаковой, меньшей на короткой пойме (рис. 8.4, в).

При неравных поймах и неразработанном русле, пропускающем мало воды (например, в случае периодически действующей протоки), струенаправляющую дамбу, располагаемую на короткой пойме, устраивают с вылетом большим, чем по расчету размеров дамбы. Вылет увеличивают путем введения в среднюю часть дамбы прямой вставки (рис. 8.4, г). Это делают во избежание свала потока в сторону слабо работающей поймы и связанного с этим косо-струйного течения в отверстии моста. Размер вставки принимают таким, чтобы суммарный вылет дамбы на короткой пойме равнялся вылету дамбы, находящейся на противоположной широкой пойме.

Косое пересечение поймы подходной насыпью, направленной вверх по течению от моста (рис. 8.5), образует вдоль насыпи течение воды с повышенной скоростью, быстро нарастающей при приближении к мосту. В связи с этим, при изгибе пойменных струй у голов верховой дамбы может образоваться местный водоворот и значительный размыв дна, гораздо больший, чем при нормальном пересечении поймы. Для предотвращения опасного размыва головную часть дамбы удлиняют, ее плавно сопрягают двоякоизогнутой кривой с насыпью подхода. Верховая дамба в плане приобретает грушевидное очертание. Для защиты верхового откоса пойменной насыпи от размыва сильным продольным течением иногда сооружают траверсы, отжимающие течение от насыпи. Размещение траверсов и их размеры увязывают с размером грушевидной дамбы.

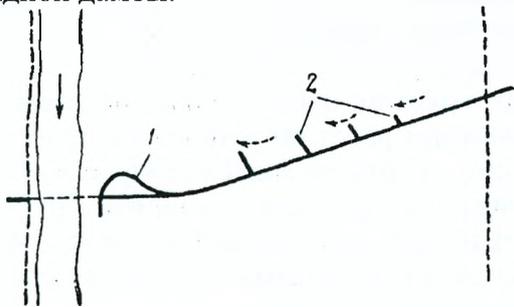


Рис. 8.5. Очертание струенаправляющей дамбы при косом пересечении поймы: 1 – грушевидная дамба; 2 – траверсы с верховой стороны подходной насыпи

В случае косо пересечения подходами двусторонней поймы у насыпи подхода, обращенного вниз по течению, устраивают обычную шпоровидную струенаправляющую дамбу (рис. 8.6).

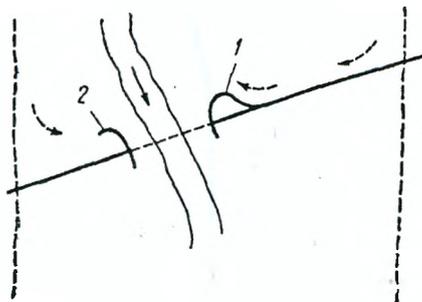


Рис. 8.6. Очертания струенаправляющих дамб при косом пересечении двусторонних пойм: 1 – грушевидная дамба; 2 – шпоровидная дамба

Если косо пересекаются не только поймы, но и русло, обе дамбы (на левой и правой поймах) поворачивают относительно оси перехода так, чтобы они были параллельны течению в русле, и были обычного шпоровидного очертания (рис. 8.7).

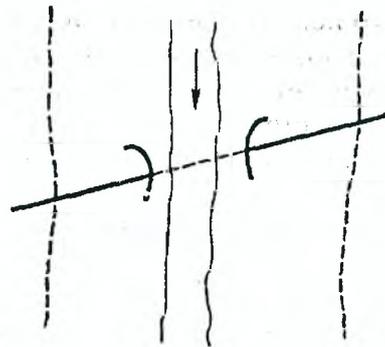


Рис. 8.7. Шпоровидные струенаправляющие дамбы при косом пересечении мостовым переходом русла и пойм

При окончательном выборе очертаний и размеров струенаправляющих следует учитывать топографические особенности поймы, конфигурацию русел, проток и другие местные условия, влияющие на движение воды вблизи моста. Так, например, желательно размещать голову дамбы на возвышенном участке поймы, перекрывать дамбой староречья, затоны, идущие параллельно руслу. Это улучшает обтекание дамб и повышает их устойчивость против подмыва. В связи с указанным, если это диктуется местными особенностями, вполне допустимо изменять вылет и разворот дамб по сравнению с полученными по изложенному выше расчету.

Как правило, струенаправляющие дамбы, как и подходы, возводят из грунта. Откосы и подошвы насыпи дамб капитально укрепляют.

Возвышение верха дамбы над РУВВ определяют с учетом величин подпора и наката волны по формуле (7.5) во избежание перелива и переплескивания воды через дамбу.

Ширину дамбы поверху рекомендуется принимать не менее 3 м, чтобы на ней при необходимости можно было помещать материалы для ремонта откосных укреплений. В головах устраивают круговые площадки с шириной большей, чем на остальной части дамб.

В случае верховой дамбы грушевидного очертания (см. рис. 8.5) пазуху между дамбой и подходом иногда заполняют грунтом, образуя таким образом широкую площадку. Это целесообразно, когда объем земляных работ по устройству площадки не слишком велик. Если заполнение грунтом невыгодно, для отвода воды из пазухи в теле дамбы на участке двоякоизогнутой кривой предусматривают разрыв или шандорную трубу.

При двустороннем несимметричном стеснении может оказаться необходимым устраивать струенаправляющую дамбу, располагаемую на пойме меньшей ширины, с прямолинейной вставкой в средней части дамбы (рис. 8.8).

У пойменных мостов, где нет постоянно действующего коренного русла или протоки, при расчете размеров дамб рекомендуется взамен ширины русла $B_{б.р}$ вводить в качестве линейного размера величину отверстия пойменного моста минимально допустимого размера l_m (соответствующего наибольшему коэффициенту общего размыва).



Рис. 8.8. Схема струенаправляющей дамбы с прямолинейной вставкой

При этом вылет и разворот верховой дамбы определяются по формулам

$$a_{в.н.} = Ak l_m \quad \text{и} \quad b_{в.н.} = A l_m, \quad (8.7)$$

где коэффициенты A и k берутся по табл. 8.1 и 8.2.

Омываемые водой откосы дамб, возведенных из грунта, назначают не круче чем 1 :2. В головах откосы уполоаживают до крутизны 1:3-1:4, так как головы подвержены особенно сильному воздействию потока. В голове верховой дамбы резко увеличивается скорость течения (см. рис. 8.8), возможны удары льдин, если имеется ледоход при уровнях воды, превышающих высоту поймы. Кроме того, уположение откоса уменьшает местный размыв у головы дамбы.

Сопряжение струенаправляющей дамбы с подходной насыпью и устоем моста должно обеспечивать плавное протекание воды без образования местных водоворотов. Для этого необходимо устраивать обсыпные устои, располагая их так, чтобы омываемый откос дамбы был выдвинут в поток, во всяком случае, до отметки РУВВ или, что лучше, до отметки верха дамбы.

Пример устройства струенаправляющей дамбы на мостовом переходе через равнинную реку показан на рис. 8.9.

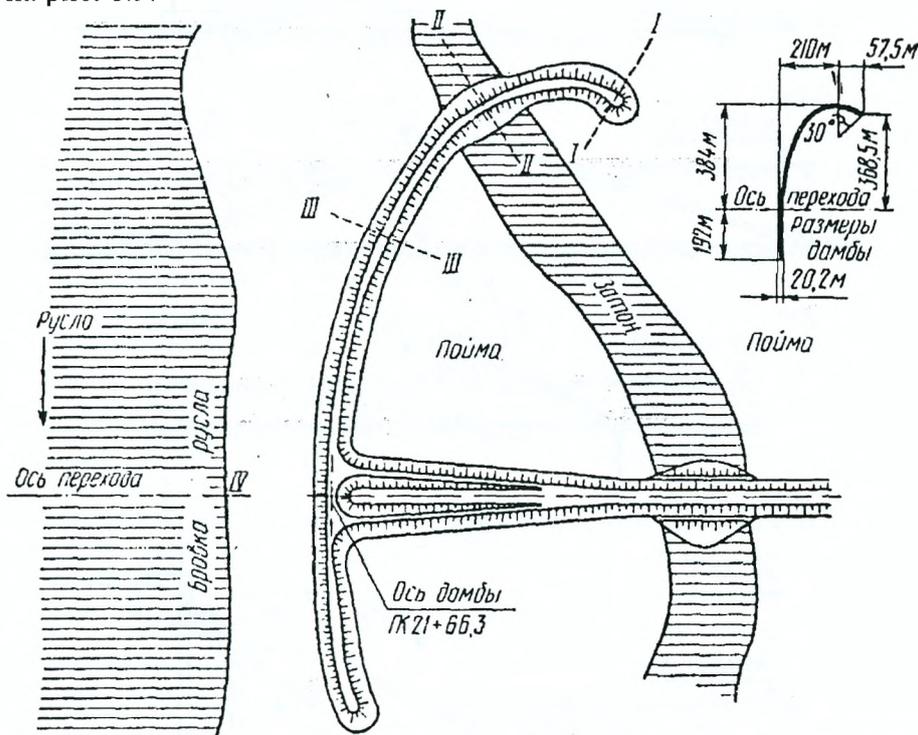


Рис. 8.9. План струенаправляющей дамбы на мостовом переходе через равнинную реку

Для сохранения устойчивости дамб обязательно необходимо укрепление их откосов и подошв. Мощные укрепления устраивают с речной стороны и в головах дамб. Эти участки подвержены воздействию воды, текущей с большой скоростью, воздействию волн и льда. Откосы, обращенные к пойме, обычно укрепляют более легкими покрытиями, назначаемыми в зависимости от размеров волн, которые возникают при ветрах, имеющих направление вдоль насыпи подходов. Внутренние откосы грушевидных дамб достаточно укреплять растительным покровом.

Большое значение для защиты от подмыва имеет укрепление подошв дамб с речной стороны и в голове верховой дамбы. На речной стороне происходит общий размыв дна, в голове – значительный местный размыв. Укрепления подошв устраивают из камня, уложенного в призму, или в виде заанкеренных гибких тюфячных покрытий, постепенно опускающихся по мере размыва дна.

На рис. 8.10 приведены поперечные сечения струенаправляющих дамб с различными типами крепления откосов и подошв в зависимости от условий их работы.

Необходимая ширина тюфяка (или объем камня в призме) определяется в зависимости от глубины размыва. Глубину общего размыва рассчитывают по методике, изложенной ранее. Расчет глубины местного размыва в голове дамбы рекомендуется производить по формуле Б. А. Гюнсбурга

$$H_{a(d)} = 2h_n \left[\left(\frac{v_d}{v_0} \right)^{0,8} - 1 \right] K_m, \quad (8.8)$$

где h_n – глубина воды на пойме у головы дамбы при РУВВ; v_0 – размывающая скорость на пойме, определяемая в зависимости от глубины h_n и рода грунта; v_d – местная скорость течения в голове дамбы; K_m – коэффициент, учитывающий влияние на размыв крутизны откоса дамбы (1:m):

m	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
K_m	0,71	0,55	0,44	0,37	0,32	0,28	0,25

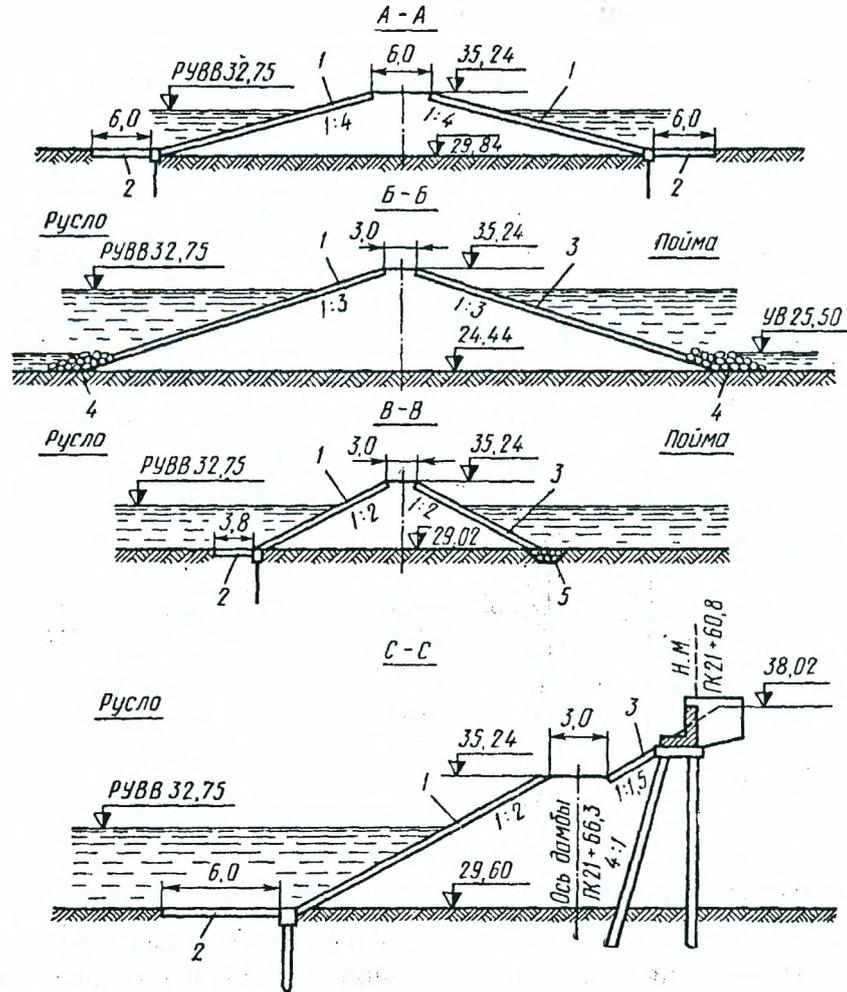


Рис. 8.10. Поперечные сечения струнаправляющей дамбы (масштаб сечения С-С в 2 раза крупнее, чем сечения А-А, Б-Б, В-В: 1 – сборные железобетонные плиты $2 \times 3 \times 0,15$ м на слое щебня $0,15$ м; 2 – тюфяк из бетонных плит $0,5 \times 0,5 \times 0,12$ м; 3 – сборные бетонные плиты $0,5 \times 0,5 \times 0,12$ м на слое щебня $0,15$ м; 4 – каменная наброска; 5 – упорная призма из камня $d=0,2$ м (разрезы см. на рис. 8.9: А-А соответствует сечению I-I, Б-Б – II-II, В-В – III-III, С-С – IV-IV)

Местную скорость течения v_d определяют по формуле

$$v_d = \varphi \sqrt{2g\Delta h_n}, \quad (8.9)$$

где Δh_n – максимальный подпор у насыпи подхода при РУВВ; φ – коэффициент скорости, величину которого определяют в зависимости от меры стеснения потока:

Q/Q_m	До 1,5	1,5–2,5	3,0	4,0	5,0
φ	0,90	0,87	0,83	0,72	0,62

С увеличением стеснения коэффициент скорости уменьшается (так как увеличиваются гидравлические сопротивления), но подпор значительно возрастает, поэтому местная скорость, определяемая по формуле (8.9), с увеличением стеснения повышается, и соответственно растет глубина местного размыва.

Чтобы не допустить развития размыва в сторону дамбы, гибкое тюфячное укрепление у ее подошвы, опускаясь, должно прикрыть образующийся при размыве откос. Исходя из этих соображений, ширину тюфяка l_T , покрывающего откос, определяют по формуле

$$l_m = H\sqrt{1 + m_0^2} \quad (8.10)$$

где m_0 – коэффициент заложения откоса, принимают в зависимости от крупности частиц размываемого грунта. По опытным данным при мелкозернистых грунтах (крупностью не более 0,7 мм) $m_0=1,7$, при крупнозернистых (до 7 мм) $m_0=1,40$. Тюфяк оказывает влияние на формирование откоса при размыве, увеличивая его крутизну, поэтому иногда принимают $m_0=1$; тогда $l_T \approx 1,4H$.

При укреплении дамб применяют самые разнообразные конструкции укреплений из различных материалов.

8.3. Поперечные сооружения и укрепления

Для защиты берегов русла от размыва на участке мостового перехода при интенсивном руслонном процессе применяют поперечные сооружения в виде шпор и полузапруд.

Шпоры представляют собой сооружения, выдвинутые от защищаемого берега в русло; отметка верха этих сооружений принимается обычно равной отметке бровки берега русла у корня сооружения.

Полузапруды представляют собой сооружения, также выдвинутые в русло, но частично или полностью затопляемые потоком, проходящим в бровках русла.

Выдвинутые в русло сооружения изменяют положение фарватера защищаемого участка берега, а у их голов возникают местные размывы. Устройство шпор и полузапруд на судоходных и сплавных реках должно быть согласовано с организациями речного флота и лесосплава.

Шпоры могут быть массивными (сплошными), отклоняющими поток от защищаемого участка, и сквозными, гасящими энергию потока на защищаемом участке. Полузапруды устраивают только массивными.

Массивные сооружения подразделяются на деформирующиеся (где допускаются расчетные деформации) и недеформирующиеся (где деформации недопустимы).

К деформирующимся относятся сооружения из хворостяно-каменной кладки, каменной наброски, габионов, бетонных блоков и других; к недеформирующимся относятся земляные сооружения, а также бетонные и железобетонные сооружения, защищенные от подмыва.

Шпоры проектируют с наклоном вниз по течению. Расстояние между сплошными шпорами назначают так, чтобы между двумя соседними шпорами образовался защищенный участок берега (рис. 8.11).

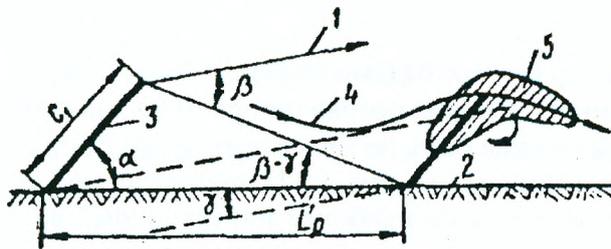


Рис. 8.11. Схема расположения шпор на прямом участке берега: 1 – направление течения; 2 – защищаемый берег; 3 – шпоры; 4 – направление струй у шпор; 5 – зона размыва у шпоры

При заданных углах α – угол наклона шпоры к защищаемому берегу, β – угол растекания потока за шпорой, γ – угол между направлением течения и защищаемым фронтом и длине шпоры (C_1 расстояние между шпорами L_p' (рис. 8.11) определяют по формуле

$$L_p' = \frac{\sin(\alpha + \beta - \gamma)}{\sin(\beta - \gamma)} C_1 \quad (8.11)$$

Наивыгоднейший угол наклона шпоры к течению, при котором L_p' достигает максимального значения,

$$\alpha = 90^\circ - \beta + \gamma; \quad (8.12)$$

при этом

$$\max L_p' = \frac{C_1}{\sin(\beta - \gamma)}. \quad (8.13)$$

Если направление течения параллельно защищаемому фронту ($\gamma=0$), то

$$L_p' = C_1 \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin \beta}. \quad (8.14)$$

Величина β колеблется в пределах 7-20°; рекомендуется принимать $\beta = 14^\circ$. При $\gamma=0$ оптимальное расстояние между шпорами для равнинных рек $L_p' \approx 4C_1$; для горных рек это расстояние рекомендуется сокращать до $\approx 2C_1$ увеличивая угол β .

Расстояние между шпорами на криволинейном участке определяют приближенно графическим способом (рис. 8.12).

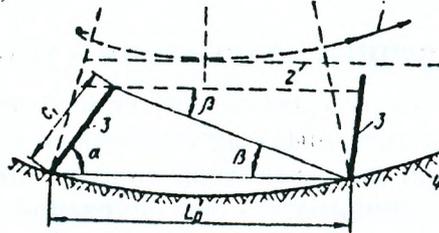


Рис. 8.12. Схема расположения шпор на вогнутом берегу: 1 – направление течения; 2 – касательная к нему; 3 – шпоры; 4 – защищаемый вогнутый берег

Задаваясь углом растекания β (для криволинейных участков $\beta = 18^\circ - 20^\circ$) и длиной шпоры C_1 , находят по формуле (8.14) расстояние L_p' . Затем засечкой от корня первой шпоры находят положение корня следующих шпор и т. д.

Приближенно для криволинейных участков принимают $L_p \approx 3C_1$

При больших углах растекания потока шпорам можно придавать Г-образную форму (рис. 8.13).

Длина a части шпоры или укрепляемого берега не должна превышать $0,5 C_1$.

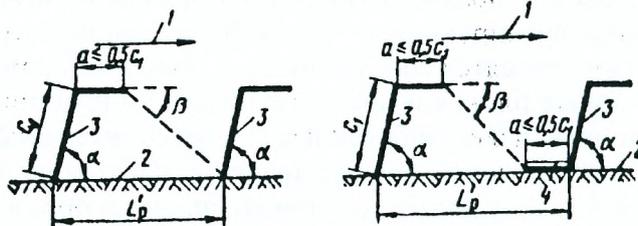


Рис. 8.14. Схемы Г-образных шпор: 1 – направление течения; 2 – защищаемый берег; 3 – шпоры; 4 – укрепляемая часть берега у корня шпоры

Длину сплошных шпор C_1 необходимо назначать исходя из следующих условий:

- стеснение живого сечения потока шпорами не должно превышать 15-20%;
- длина шпоры должна быть не менее четырехкратной глубины русла у ее головы;
- зона размыва у шпоры (см. рис. 8.11) не должна захватывать корня шпоры.

Головы шпор, подвергающиеся наиболее интенсивному воздействию потока, а также их откосы, подвергающиеся интенсивным продольным токам, должны быть защищены от размыва.

Заложения откосов шпор из каменной наброски или земляных рекомендуется принимать не круче 1:2, а для шпор из хворостяно-каменной или габионной кладки не круче 1:1,5. Для защиты берегов от размыва применяют также сплошные затопляемые полузапруды. Эти сооружения защищают берег менее эффективно, чем незатопляемые, однако они дешевле и у их голов возникают меньшие размывы.

Затопляемые полузапруды располагают с наклоном 15-30° вверх по течению; расстояние между полузапрудями принимают равным двойной их длине.

Шпоры сквозной конструкции проектируют: фундаментные (свайные ряды), бесфундаментные (тетраэдры и сборнорешетчатые шпоры) и смешанные (тетраэдры или сборнорешетчатые конструкции, закрепленные на свайных рядах).

Уменьшая бытовую скорость течения до неразмывающей, сквозные шпоры также способствуют отложению наносов у защищаемого ими участка берега.

При наличии в реке плавника сквозные сооружения с течением времени превращаются в сплошные за счет отложения плавника и забивки им решетки сквозных сооружений; это необходимо учитывать при расчете местного размыва у таких сооружений.

Сквозные сооружения, регулирующие русловый поток, состоят из одного или нескольких рядов свай или других сквозных конструкций.

Расположение сквозных шпор для защиты участка берега должно быть таким, чтобы:

- бытовая скорость течения, воспринимаемая шпорами, расположенными выше защищаемого участка, последовательно гасилась до величины, при которой берег не размывается;
- в пределах защищаемого участка берега поддерживалась неразмывающая скорость течения.

Среднюю скорость $v_{ш}$ ниже сквозной шпоры определяют по формуле

$$v_{ш} = \frac{v_6}{\sqrt{1+b}}, \quad (8.15)$$

где v_6 – средняя бытовая скорость на части живого сечения, перекрытой шпорой; b – параметр, принимаемый в пределах 0,8-1,4.

Расстояние между сквозными шпорами принимают обычно равным сумме их длин.

8.4. Срезка поймы у моста. Спрявление русел

На переходах через равнинные реки, если в отверстие моста входит участок поймы, его часто срезают. Срезку плавно выводят вверх и вниз от моста (рис. 8.14).

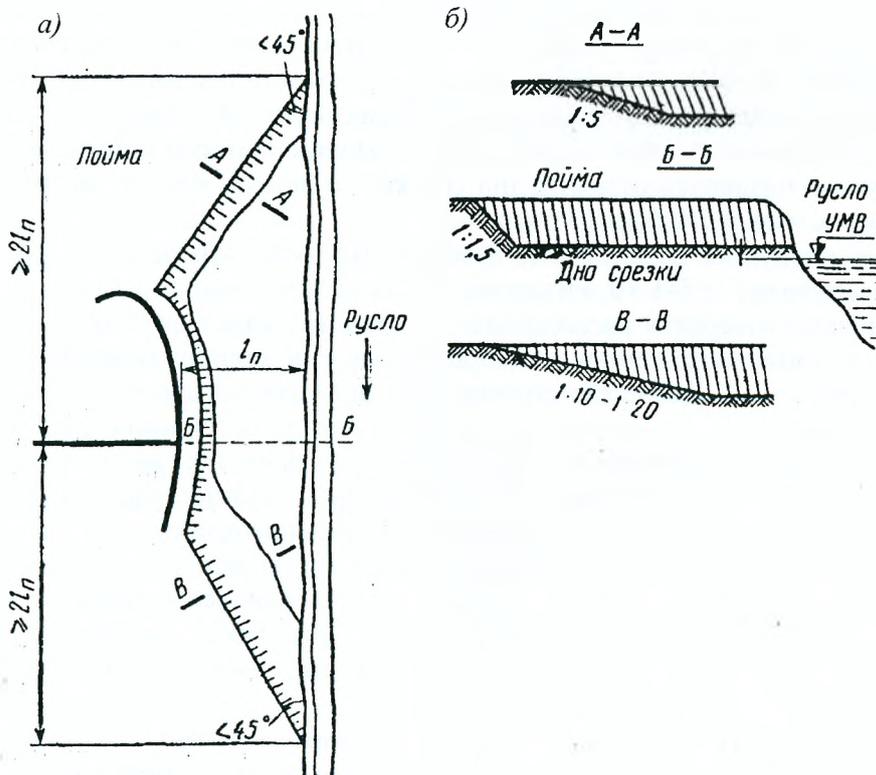


Рис. 8.14. Схема срезки поймы: а – план; б – поперечные разрезы

Во многих случаях устройство срезки полезно, так как срезка уменьшает размыв русла под мостом. В связи с этим возможно уменьшение отверстия моста.

При наличии срезки в пойменной части отверстия увеличивается глубина воды и благодаря удалению растительного слоя грунта уменьшается шероховатость дна. Соответственно во время паводка, когда затоплена пойма, возрастает водопрopusкная способность пойменной части отверстия. Распределение общего расхода между руслом и поймой изменяется в сторону увеличения доли расхода на пойменной части.

Во время паводков, сильно затопляющих пойму, как правило, скорость течения воды на срезке значительно превышает величину размывающей скорости, дно срезки интенсивно размывается. Одновременно с размывом срезки происходит размыв русла, поэтому в ходе паводка идет перераспределение воды между русловой и пойменной частями отверстия, которое, в свою очередь, влияет на размывы в частях отверстия. Если пойма сложена легко размываемыми грунтами, слой размыва дна на срезке в ходе паводка увеличивается быстрее, чем в русле. В результате дно выравнивается, а слой размыва в русле, по которому определяют наиболее низкую – расчетную отметку размыва дна, уменьшается.

Полную оценку влияния срезки при различных вариантах величин отверстия и глубин срезки производят при расчете размыва с учетом хода паводка.

Регулирующее размыв действие срезки проявляется только при затопленных поймах. В случае, когда поймы покрываются водой, в редкие годы устройство срезки может оказаться неэффективным. Высокому паводку могут в течение ряда лет предшествовать низкие без затопления пойм. Тогда вода, заходящая из русла на срезку, почти не движется, на ней осаждаются взвешенные наносы, срезка постепенно заносится и иногда даже покрывается растительностью. Ввиду указанного, в настоящее время рекомендуют устраивать срезку, если пойма покрывается водой не реже чем раз в 2 года (при паводках с максимальным уровнем воды вероятностью превышения 50%).

Очертание срезки в плане должно быть увязано с очертанием струенаправляющей дамбы (рис. 8.14). Ее длину принимают не меньше четырех ширин пойменного участка отверстия, продолжая до концов верховой и низовой дамб, а затем плавно выводя к руслу так, чтобы угол между границей срезки и направлением течения в русле был не больше 45° . Ширину срезки берут равной ширине пойменного участка между дамбой и руслом, оставляя у откоса дамбы берму, достаточную для размещения гибкого тьюфячного укрепления.

Как правило, срезка не должна захватывать наносные скопления в русле. Срезать боцны для увеличения площади живого сечения под мостом в большинстве случаев бесполезно, так как в ходе руслового процесса они быстро восстанавливаются. Кроме того, на судоходных и сплавных реках искусственное удаление береговых наносных скоплений может создать затруднения для судоходства, вызывая отложение наносов в межennom русле.

Рекомендуется назначать отметку дна срезки, во всяком случае, выше уровня средней межени, не менее чем на 0,5-0,6 м.

Откос срезки, идущий параллельно дамбе, устраивают крутизной 1:2-1:1,5. Верховому откосу придают крутизну 1: 5-1:10, низовому – 1:10-1:20 и меньше.

Если пойменные отверстия расположены на сравнительно неглубоких участках пойм, где нет постоянного течения воды, срезку можно делать на всей ширине отверстия, устраивая таким образом под мостом канал. Длина его должна быть достаточной для плавного сопряжения днища канала с поверхностью поймы выше и ниже моста. Если расчетом выяснено, что водопропускную способность пойменного отверстия целесообразно ограничить, не допуская в нем размыва, можно предусматривать укрепление канала. Укрепление это должно быть сплошным во избежание образования глубоких промоин в разрывах между укреплениями.

Если прирусловая пойма низкая (бровка русла незначительно возвышается над меженью), срезку поймы не делают. В этом случае следует предусматривать у моста расчистку поймы от растительности со снятием дернового покрова. Такая расчистка способствует размыву на пойменном участке отверстия и соответственно уменьшает размыв в русле. Расчистку производят вверх и вниз от оси перехода.

На равнинных реках с меандрирующими руслами развитие излучин сопровождается изменением положения русла на пойме. В случае свободно меандрирующего русла вогнутый берег излучины может вплотную подойти к насыпи подхода или к струенаправляющей дамбе, что вызовет подмыв подошвы и обрушение откоса этих сооружений.

Проложение трассы перехода диктуется самыми разнообразными требованиями. В связи с этим допускают иногда пересечение осью перехода сильно искривленного русла. Если мост расположить на этом русле, в отверстии возможно косоструйное течение и повышенный местный размыв у опор. На судоходных реках возникают затруднения для провозки судов под мостом.

Для устранения указанных неблагоприятных явлений на меандрирующих реках устраивают искусственные спрямления русел (рис. 8.15 а и б).

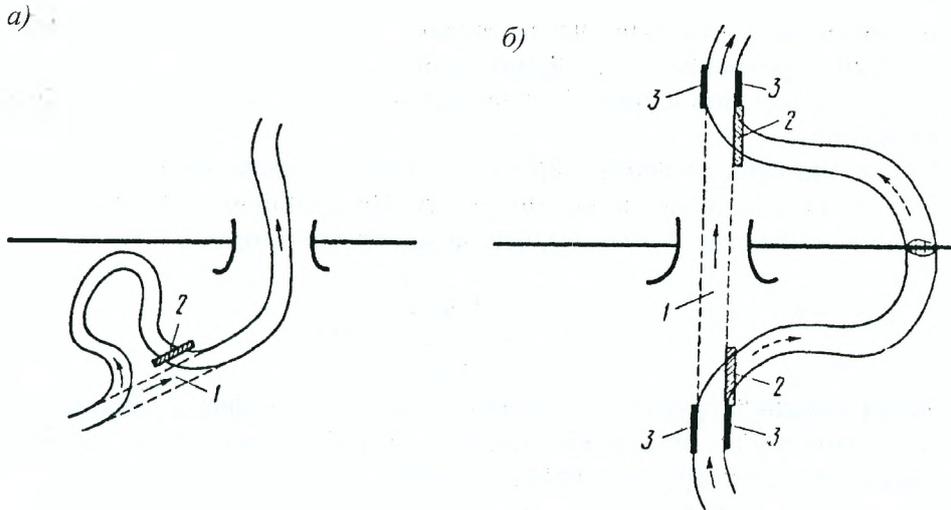


Рис. 8.15. Схемы спрямления меандрирующего русла: а – для защиты подходной насыпи; б – для спрямления течения в отверстии моста на судоходной реке; 1 – спрямляющий канал; 2 – перемычка; 3 – укрепление берега

Площадь поперечного сечения спрямляющего канала рассчитывают из условия пропуска по нему расхода воды, заполняющего русло (до бровок), и с учетом увеличения продольного уклона в спрямлении по сравнению с уклоном в искривленном русле. Расчет производят на основе формулы Шези

$$\omega_k = \frac{Q_p}{C_k \sqrt{R_k} \sqrt{i_p} \frac{S_p}{S_k}}, \quad (8.16)$$

где ω_k – площадь поперечного сечения канала; Q_p – расход в русле при уровне воды, достигающем бровок; C_k – скоростной коэффициент формулы Шези, соответствующий характеристикам канала; R_k – гидравлический радиус живого сечения канала при полном его заполнении водой; i_p – продольный уклон в искривленном русле (излучине); S_p – длина излучины; S_k – длина канала.

Глубину воды в канале обычно принимают такой же, как в русле. Тогда площадь поперечного сечения канала, находящаяся по формуле (8.16), будет меньше, чем площадь русла.

На судоходных реках спрямляющий канал, идущий через отверстие моста, назначают таким, чтобы он имел глубину не меньшую, чем в русле, а ширину достаточную для судоходства.

Чтобы ускорить заиление и отторжение излучины от спрямляющего русла, в ее конце устраивают земляную или каменную перемычку (рис. 8.15, а). Верх перемычки доводят до уровня прилегающей поймы.

Способность потока транспортировать наносы в спрямленном русле больше той, которая была в излучине, поэтому в спрямлении и в примыкающих к нему участках русла происходит размыв. На реках с судоходством, для того чтобы сохранить стабильное сопряжение судоходного канала с естественным руслом, на входе и выходе укрепляют берега и устраивают перемычки с хорошо укрепленными откосами на обоих концах излучины (рис. 8.15, б).

Закрепление планового положения берега русла бывает необходимым не только при устройстве спрямлений. При размещении мостового перехода на криволинейном участке русла иногда нежелательно допускать дальнейшее его искривление, так как это ухудшит условия протекания воды под мостом или может угрожать сооружениям подмывом.

Обычно смещение береговой линии происходит вследствие размыва вогнутого берега русла. Остановить размыв возможно укреплением берегового откоса и его подошвы или сооружением в русле траверсов, отжимающих течение воды от размываемого вогнутого берега.

8.5. Расчет местных размывов у струенаправляющих дамб

Целостность струенаправляющих дамб является важным фактором обеспечения нормальных условий эксплуатации мостового перехода. Известно, что разрушение струенаправляющих дамб приводило к повреждениям и разрушениям моста и насыпей подходов.

Практика показывает, что наиболее уязвимым местом являются головные части дамб, где возникают местные размывы часто значительной глубины.

Для надежного проектирования струенаправляющих дамб необходим правильный расчет местных размывов.

Для этого расчета «Наставлением по изысканиям и проектированию мостовых переходов» рекомендована формула, предложенная И. А. Ярославцевым, основанная на представлении о том, что поток набегаёт на дамбу, как на мостовую опору

$$\Delta h = \frac{2,3v_d^2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{\sqrt{1+m^2}} - 30d, \quad (8.17)$$

где Δh – глубина размыва в грунте; v_d – скорость потока у головы дамбы; α – угол направления набегающего потока у головы дамбы, принимаемый равным 90° ; m – коэффициент откоса дамбы; d – диаметр частиц грунта у головы дамбы.

Однако расчеты размывов по формуле показывают, что результат может отличаться от природы в несколько раз. При мелкозернистых грунтах формула даёт заниженный результат, при крупнозернистых – завышенный.

Сегодня проектная практика исходит из следующих соображений. Чем больше стеснение потока подходами к мосту, тем больше подпор и выше наибольшая местная скорость (до размыва) у дамбы $v_{др}$, связанная с подпором. Подпор же связан со скоростью под мостом v_m и скоростью нестесненного потока $v_{нест}$, т.е. $v_{др} = f(v_m, v_{нест})$.

Если по малости пренебречь величиной $v_{нест}^2$, то можно считать, что подпор определяется квадратом скорости v_m , а скорость у дамбы определяется корнем из перепада уровня, то указанная функция должна выражаться прямой линией. С приближением v_m к $v_{нест}$, т.е. с увеличением отверстия моста $v_{др} \rightarrow 0$.

Следовательно, выражение для $v_{др}$ будет иметь вид

$$v_{др} = a_d (v_m - v_{нест}). \quad (8.18)$$

Тогда глубину воды после местного размыва у головной части дамбы $h_{пр}$ можно определить последовательными приближениями из уравнения

$$h_{пр} = aK_p \frac{v_m - v_{нест}}{v_0} h_{др} \kappa_m + h_{др} (1 - \kappa_m), \quad (8.19)$$

где $h_{др}$ – глубина воды до размыва у головной части дамбы, m ; a – коэффициент, принимаемый в зависимости от меры стеснения потока λ :

λ	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
a	5,2	4,3	3,2	2,5	2,0	1,8	1,6	1,5

При односторонней дамбе $\lambda = \frac{Q}{Q_{об}}$ где Q – полный расход, а $Q_{об}$ – расход, проходящий

на ширине отверстия моста в бытовых условиях. При двусторонних дамбах Q – расход на нестесненной части потока, состоящей из прилегающих к данной дамбе поймы и части русла до линии наибольших глубин, а $Q_{об}$ – расход на части отверстия, прилегающей к данной дамбе; K_p – величина, зависящая от коэффициента размыва и очертания дамб и определяемая по табл. 8.4.

Значения величин K_p

Таблица 8.4

$h_{пр}/h_{др}$	K_p для дамб		$h_{пр}/h_{др}$	K_p для дамб	
	эллиптических	прямолинейных		эллиптических	прямолинейных
1,0	0,61	0,61	4,0	1,80	1,95
1,5	0,94	1,04	5,0	2,07	2,17
2,0	1,19	1,28	6,0	2,29	2,38
3,0	1,52	1,68			

v_0 – размывающая скорость для грунта у головной части дамбы, определяемая при глубине после размыва; κ_m – величина, принимаемая в зависимости от крутизны откоса дамбы m :

m	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
κ_m	0,71	0,55	0,44	0,37	0,32	0,28

При односторонней дамбе:

v_m – наибольшее значение средней скорости под мостом, определяемое при расчете общего размыва; $v_{нест}$ – средняя скорость всего несесненного потока в бытовых условиях. При двусторонних дамбах:

v_m – наибольшее значение средней скорости на части отверстия моста, прилегающей к данной дамбе, считая от вертикали с наибольшей глубиной; $v_{нест}$ – средняя скорость в бытовых условиях на несесненной части потока, состоящей из прилегающих к данной дамбе поймы и части русла до вертикали с наибольшей глубиной.

Результаты расчетов размывов у дамб следует корректировать натурными данными о размывах у головных частей струенаправляющих дамб на существующих мостовых переходах.

8.6. Расчет местного размыва у траверсов

Расчеты местного размыва у траверсов или шпор (поперечных сооружений, располагаемых в русле или на пойме) можно проводить аналогично расчету местного размыва у опор, на основе учета геометрических элементов сооружения, грунтовых характеристик русла и гидравлических характеристик потока.

Глубину размыва h у головной части траверса (рис. 8.16) определяют:

а) при поступлении наносов в воронку размыва по формуле

$$\Delta h = \left(\frac{1,84h}{0,5 + \frac{h}{b}} + 0,0207 \frac{v - v_0}{w} b \right) K_m K_a, \quad (8.20)$$

где κ_m – коэффициент, учитывающий крутизну верхового откоса у головной части траверса (см. ниже); K_a – коэффициент, учитывающий угол α , образуемый траверсом с направлением течения, определяемый по приведенным ниже данным:

α°	50	60	70	80	90	100	110	120
K_a	0,82	0,87	0,91	0,96	1,0	1,04	1,07	1,10

При этом, когда траверс в плане повернут по течению, угол α меньше 90° , а против течения – больше 90° ;

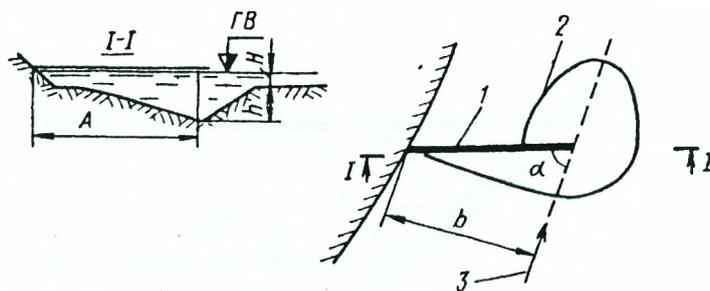


Рис. 8.16. Схема местного размыва у траверса: 1 – траверс; 2 – контур воронки размыва; 3 – направление течения

При скорости потока менее неразмывающей или при отсутствии поступления наносов в воронку размыва получена формула

$$\Delta h = \frac{1,84}{0,5 + \frac{h}{b}} \left(\frac{v - v_n}{v_0 - v_n} \right)^{0,75} K_m K_a, \quad (8.21)$$

где v_n – начальная скорость, определяемая для несвязных грунтов по формуле (5.43) с заменой b на h , а для связных грунтов – по формуле (5.61).

При расчете местного размыва у траверсов b – длина проекции траверса на нормаль к направлению течения у его головной части, m ; v – средняя скорость набегающего потока на вертикали против головной части траверса, m/c , v_0 – неразмывающая скорость для грунта на той же вертикали.

9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЙ ПОДХОДНЫХ НАСЫПЕЙ, РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ И РУСЕЛ

9.1. Основные положения

Земляные сооружения мостового перехода (подходные насыпи, струенаправляющие дамбы, траверсы) подвергаются воздействиям текущей воды, волн, ледоходов и атмосферных осадков. Поверхности этих сооружений для предотвращения их от разрушения должны быть укреплены. В некоторых случаях необходимо также укрепление участков береговых откосов, расположенных вблизи мостового перехода или примыкающих к его сооружениям.

Степень воздействия текущей воды, волн и ледоходов на различные участки откосов подходных насыпей, дамб и берегов неодинакова. Наибольшие скорости воды обычно наблюдаются у голов струенаправляющих дамб и траверс или при их отсутствии у конусов подходных насыпей. Самые большие волны образуются при высоких уровнях воды и воздействуют на участки откосов, расположенные в этом уровне. Ледоходом чаще всего повреждаются внешние откосы струенаправляющих дамб, конусы подходных насыпей, береговые откосы.

Можно выделить также участки подходных насыпей и дамб, которые подвергаются слабому воздействию текущей воды, волн и ледоходов. Это участки подходных насыпей у границ разлива воды, внутренние откосы струенаправляющих дамб и откосы насыпей в сопряжении с дамбами.

Для экономии средств укрепления разных участков откосов насыпей, дамб и берегов обычно производят по-разному, в соответствии с характером воздействий потока.

В соответствии с теорией русловых процессов по условиям работы принято различать три характерные зоны (рис. 9.1):

- 1 – неподтопляемая часть земляного полотна;
- 2 – подтопляемая паводковыми водами;
- 3 – постоянно подтопляемая меженными водами.

Граница между зонами 1 и 2 располагается на отметке наименьшей отметки бровки насыпи, определенной по формуле (7.5). Граница между зонами 2 и 3 устанавливается на уровне устойчивой межени, а при незначительной межени на пойме или ее отсутствии – отметкой подошвы насыпи.

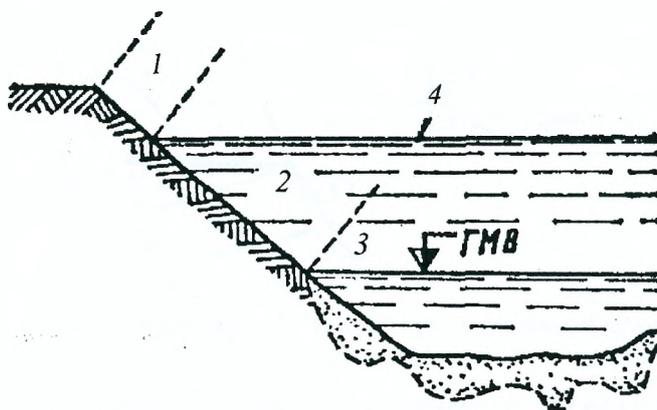


Рис. 9.1. Схема к определению зон укрепления откосов насыпей и берегов: 1, 2, 3 – номера зон; 4 – $PUBB + \text{высота волны с набегом} + \text{нормативный запас}$

Тип укрепления назначается в зависимости от скорости течения воды, высоты волн, интенсивности ледоходов, а также по производственным соображениям – с учетом возможностей индустриализации и механизации укрепительных работ.

Предварительно, до обоснования расчетом, тип укрепления может быть назначен по таблице 9.1, в которой для основных типов укрепления приведены допускаемые величины скоростей течения и ветровых волн и указана допускаемая интенсивность ледоходов.

Таблица 9.1

Предварительный тип укрепления откосов

Типы укреплений	Допускаемые			
	скорость течения v , м/сек	высота ветровой волны, м	толщина льда при ледоходе, м	крутизна укреп- ляемого откоса
Каменная наброска из булыж- ного или рваного камня круп- ностью:				
15-20 см	3,0-4,0	0,3	0,2	Не круче 1:2
25-30	3,8-5,0	0,4	0,6	Не круче 1:2
40-50	5,0-6,0	0,5	0,6	Не круче 1:2
Железобетонные плиты сбор- ного покрытия размером 2,5X3,0 м при толщине:				
15 см	3,5	1,3	0,6	1:2
20	4,0	1,7	1,2	1:2
Железобетонные плиты, омоно- личенные по контуру, разме- ром 2,5X3,0 м при толщине:				
10 см	2,5	1,0	0,8	1:2
15	3,0	2,0	1,0	1:2
20	3,3	2,5	1,2	1:2
Бетонные плиты размером 1,0 X 1,0 м при толщине:				
16 см	3,5	1,0	0,6	1:2
20	4,0	1,2	0,8	1:2
Габионная кладка	4,0-6,0	-	0,8-1,0	1:1,5
Одерновка плашмя	1,0	0,2	-	1:1,5
Посадка кустарника сплошная	2,5	0,5	0,2	1:2
Габионные тюфяки	6,0	0,6	0,8-1,0	-
Асфальтобетонные тюфяки	3,5	0,6	0,2	-
Гибкий ковер из железобетон- ных плит	6,0	-	0,8-1,2	-

При проектировании должна быть назначена отметка верха укрепления. Эту отметку определяют по формуле

$$z_{укр} = z + \Delta h_n + h_{наб} + a, \quad (9.1)$$

где z – отметка расчетного уровня воды; Δh_n – величина подпора, образующегося вследствие стеснения потока мостовым переходом, $h_{наб}$ – высота набега волны на откос; a – запас, принимаемый равным для подходных насыпей и береговых откосов не меньше 0,5 м, а для регуляционных сооружений – 0,25 м.

Определение величины подпора и высоты набега волны было изложено выше.

На мостовых переходах, расположенных в зонах водохранилищ, должна быть также определена отметка, ниже которой волны не будут воздействовать на откосы, и где поэтому может быть устроено облегченное укрепление. Эту отметку определяют по формуле

$$z_{укр.обл} = z_{ст} - 2h_n, \quad (9.2)$$

где $z_{ст}$ – низкий статический уровень; h_n – высота расчетной волны.

Отметка $z_{укр.обл}$ должна быть ниже уровня низкого ледохода (рис. 9.2).

Дно реки у подошвы откоса подходных насыпей и регуляционных дамб в необходимых случаях тоже укрепляется. Необходимость укрепления дна определяется в зависимости от соотношения между величиной донной скорости $V_{дон}$, вызываемой волновым воздействием, и величиной размывающей скорости у дна $V_{разм}$. (рис. 9.3).

При $V_{дон} > V_{разм}$ дно у подошвы откоса необходимо укреплять.

Донную волновую скорость по теории трохональных волн определяют по формуле

$$V_{дон} = \frac{n \pi h}{\sqrt{\frac{\pi \lambda}{g} sh \frac{4 \pi H}{\lambda}}}, \quad (9.3)$$

где n – коэффициент, принимаемый по табл. 9.2; h и λ – соответственно высота и длина волны, м; $g=9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение силы тяжести; H – глубина воды перед откосом, м.

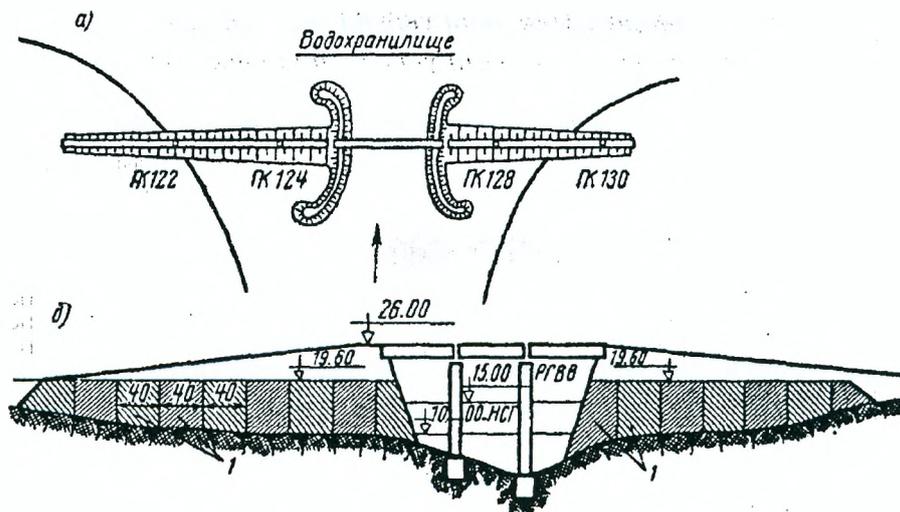


Рис. 9.2. Мостовой переход в зоне водохранилища: а – план; б – продольный профиль; 1 – сборные железобетонные плиты

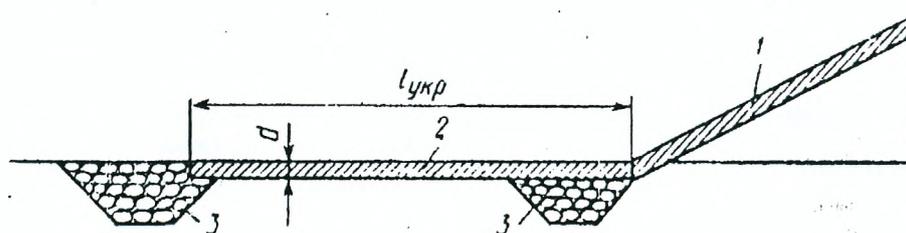


Рис. 9.3. Укрепление дна у подошвы откоса: 1 – укрепление откоса; 2 – укрепление дна; а – каменная рисберма

Значение коэффициента n
Таблица 9.2

λ/h	8	10	15	20
n	0,6	0,7	0,75	0,8

Для несвязных грунтов среднюю по глубине потока размывающую скорость V_0 определяют, пользуясь формулой Б. И. Студеничкикова. Переход от средней по глубине к донной размывающей скорости $V_{разм}$ можно осуществить, пользуясь формулой

$$V_{разм} = V_0 \left(\frac{d}{H} \right)^{1/6}, \quad (9.4)$$

где d – средний диаметр частиц грунта; H – глубина потока.

Для связных грунтов размывающая скорость обычно определяется по таблицам в зависимости от вида грунта и глубины потока воды.

Толщину укрепления дна принимают в зависимости от соотношения между глубиной воды у откоса H и критической глубиной $H_{кр}$, на которой происходит разрушение волны на откосе.

При $H < H_{кр}$ толщину укрепления дна принимают равной толщине укрепления откоса. При $H > H_{кр}$ принимают минимальную для данного типа укрепления толщину, например для укрепления из железобетонных плит минимальная толщина 0,1 м.

Ширину укрепления дна у подошвы откосов принимают в зависимости от высоты волны и глубины воды перед откосом по табл. 9.3.

Ширина укрепления дна, м

Таблица 9.3

Минимальная глубина воды перед откосом, м	Высота волны, м													
	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0		
	Песчаный грунт						Глинистый грунт							
1,5	2	2	Требуется основное укрепление на ширине, равной глубине воды перед откосом						2	5	Требуется основное укрепление на ширине, равной глубине воды перед откосом			
2,0	—	2							—	5				
3,0	—	—	2	5				—	2	5	8			
4,0	—	—	2	5	8			—	2	5	8	8		
5,0	—	—	—	2	5	8			—	—	2	5	8	8
6,0	—	—	—	2	5	8			—	—	—	5	8	8
7,0	—	—	—	2	5	8			—	—	—	5	5	8
8,0	—	—	—	—	2	5			—	—	—	2	5	8

Критическую глубину определяют по формуле, предложенной Г. Д. Хасхачихом для откосов крутизной от 1:1,5 до 1:5

$$H_{кр} = h \cdot \left(0,47 + 0,023 \frac{\lambda}{h} \right) \frac{1 + m^2}{m^2}, \quad (9.5)$$

где h и λ – соответственно высота и длина волны, m – котангенс угла наклона откоса к горизонту.

Расчетом также определяют размеры конструкций, с помощью которых осуществляется сопряжение укреплений с земляными откосами сооружения и дном русла: рисберм, слоев фильтра, свай, прикрепляющих тюфяки к откосу, и др.

В настоящее время в качестве укреплений применяют железобетонные сборные и монолитные бетонные плиты, каменные наброски, гибкие тюфячные покрытия из железобетонных и бетонных плит, каменное мощение, габионы, асфальтобетонные плиты и тюфяки, хворостяные тюфяки, одерновку, посадку кустарников, лесопосадку и посев травы.

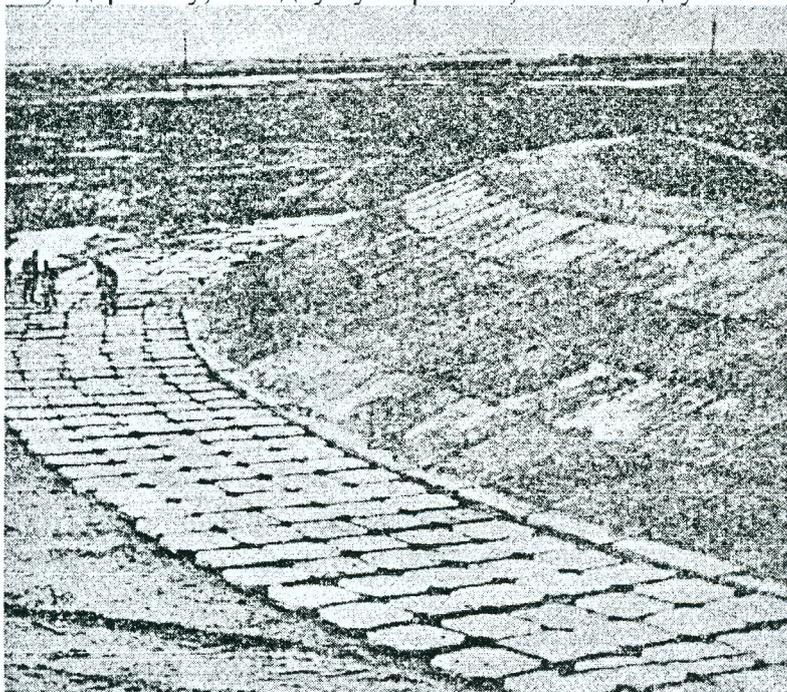


Рис. 9.4. Укрепление откоса и подошвы струенаправляющей дамбы

При назначении типа укреплений откосов помимо технических, необходимо учитывать экономические, производственные и эксплуатационные соображения.

С экономической точки зрения нужно применять более дешевые типы укреплений, не требующие больших затрат ручного труда, с малым расходом бетона и арматурной стали.

Такими типами укреплений являются тонкие железобетонные плиты заводского изготовления и каменные наброски.

С производственной точки зрения также предпочтительны индустриальные типы укреплений из плит.

Выбранные типы укреплений должны быть надежны в эксплуатации и долговечны. С этой точки зрения в плитных укреплениях нужно уменьшить число деформационных швов, для фильтров применять только чистые материалы, для каменных набросок – крупные камни морозоустойчивых пород.

На рис. 9.4 приведен фотоснимок укрепления откоса и подошвы струенаправляющей дамбы железобетонными сборными плитами.

9.2. Железобетонные и бетонные укрепления

Сборные железобетонные плиты, омоноличенные по контуру, применяют при наличии сильного волнового воздействия, при высоте волн до 3 м, или большой скорости течения воды до 6-8 м/с, а также при интенсивных ледоходах. Размеры плит в плане 2,5х3,0 м и полуплит 2,5х1,5 м. Плиты укладывают в направлении, параллельном урезу воды, стороной, равной 2,5 м, и омоноличивают по периметру в карты больших размеров. Стыки плит, расположенные вдоль уреза воды, имеют такую же прочность, как и сечения плит, т. е. являются равнопрочными стыками. Это создает условия для работы карты из плит как единого целого.

Карты, в которые омоноличиваются отдельные плиты, могут иметь размеры вдоль уреза воды до 40 м, а в направлении, перпендикулярном линии уреза, – 15-20 м.

Швы в карте, направленные вдоль уреза воды, где устроены равнопрочные стыки, перевязываются путем укладки через ряд в нижнем и верхнем рядах полуплит. Швы, направленные перпендикулярно урезу воды, не перевязываются (рис. 9.5).

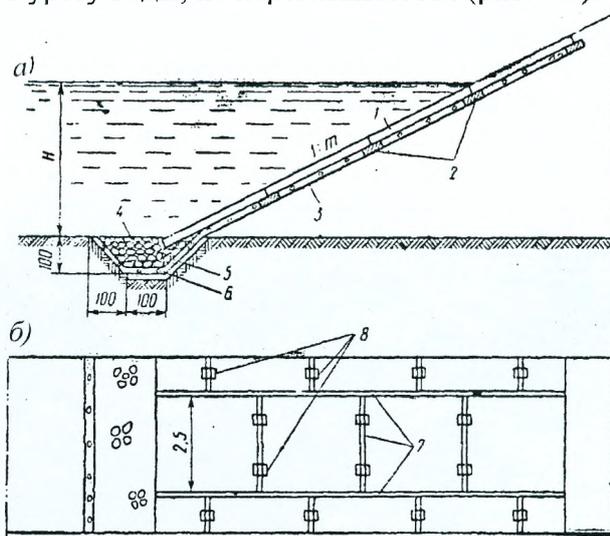


Рис. 9.5. Укрепление откоса насыпи сборными железобетонными плитами, омоноличенными по контуру: а – разрез; б – план; 1 – сборные плиты; 2 – подкладки; 3 – щебеночная или гравийная подготовка; 4 – каменная призма; 5 – крупный песок толщиной слоя 10 см; 6 – щебень или гравий толщиной слоя 15 см; 7 – омоноличенные швы; 8 – закладные части для омоноличивания

Толщину плит назначают по расчету от 0,1 до 0,2 м.

Плиты изготавливают из обычного и предварительно напряженного железобетона. Для плит из обычного железобетона применяют гидротехнический бетон класса В17,5-В20 и стальную арматуру в виде сварных сеток. Для плит из предварительно напряженного железобетона используют гидротехнический бетон класса В25 и стальную арматуру в виде сварных сеток и напрягаемых стержней.

Достоинством укреплений из сборных железобетонных плит является полная индустриализация их изготовления, более высокое качество бетона, приготавливаемого в заводских условиях, снижение расхода бетона и арматурной стали по сравнению с монолитными плитами и возможность проведения работ в зимний период без обогрева бетона.

На верхней стороне плит по периметру устроены четверти, а по сторонам, которые будут располагаться вдоль уреза воды, кроме четвертей, устроены штрабы (рис. 9.6). В штрабах расположены металлические закладные детали.

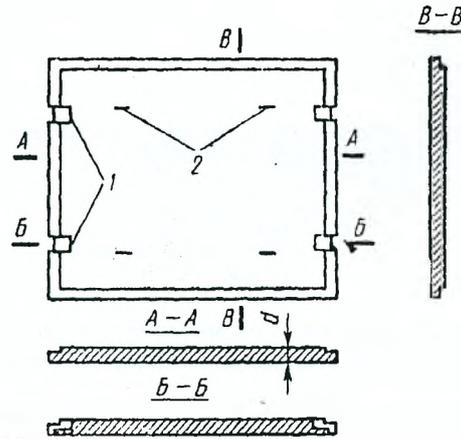


Рис. 9.6. Сборная железобетонная плита, омоноличиваемая по контуру: 1 – штрабы; 2 – монтажные петли

Плиты толщиной 0,1 м армируют одной арматурной сеткой, расположенной посередине высоты плиты, а более 0,1 м – двумя сетками, нижней и верхней. Закладные детали в процессе изготовления плит приваривают к сеткам. На верхней грани плит имеются монтажные петли.

В предварительно напряженных железобетонных плитах, кроме арматурных сеток, установлены в плоскостях сеток предварительно напрягаемые стержни из прочной стали (25Г2С или 35ГС).

Сборные железобетонные плиты укладывают на откосе на железобетонные подкладки шириной 0,3 м и толщиной 0,1 м, располагаемые в стыках плит, параллельных урезу воды. На каждую подкладку опираются две соседние плиты с зазорами между ними величиной 8 – 16 см. В стыках, перпендикулярных урезу воды, подкладок нет, в этих стыках плиты укладывают вплотную одна к другой.

В подкладках имеются металлические закладные планки, которые сваривают с нижними закладными пластинками плит. Верхние закладные пластинки плит соединяют между собой сваркой стержней (рис. 9.7, а).

На закладные детали укладывают арматурную сеточку и стык омоноличивают бетоном. Получается стык, равнопрочный сечению плиты,

В направлении, перпендикулярном урезу воды, конструкция стыка проще, так как в этом направлении нет необходимости иметь равнопрочные стыки. Плиты в этом направлении соединяют только сваркой (рис. 9.7, б). В штрабу, образуемую четвертями, укладывают арматурную сетку и стык омоноличивают бетоном.

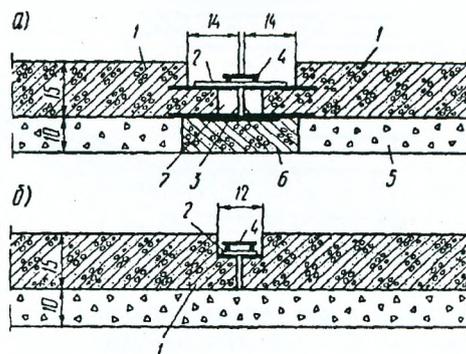


Рис. 9.7. Конструкция стыков сборных железобетонных плит: а – стык в шве, параллельном урезу воды; б – в шве перпендикулярном урезу воды; 1 – железобетонные плиты; 2 – соединительный стержень; 3 – закладная деталь в подкладке; 4 – арматурная сетка; 5 – щебеночная или гравийная подготовка; 6 – подкладка; 7 – закладная деталь в плите

Между подкладками до установки плит на откос насыпают щебеночную или гравийную подготовку толщиной 0,1 м. Она является однослойным фильтром и препятствует выно-

су частиц грунта с откоса через отверстия в омоноличенных плитах, которые могут быть допущены при устройстве укрепления.

Карты из омоноличенных плит отделяют одну от другой температурно-осадочными швами, устраиваемыми примерно через 40 м по длине откоса. В эти швы под плитами укладывают трехслойный ленточный фильтр (рис. 9.8).

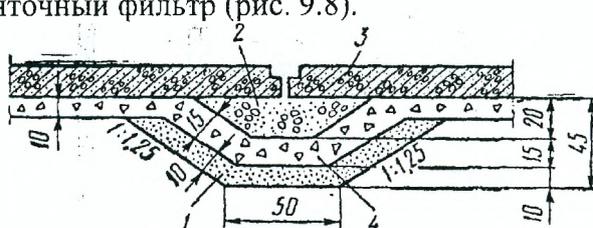


Рис. 9.8. Трехслойный ленточный фильтр под температурно-осадочным швом: 1 – крупный песок; 2 – крупный гравий или щебень; 3 – железобетонная плита; 4 – мелкий гравий или щебень

Этот шов является водопроницаемым, но наличие фильтра препятствует выносу через шов частиц грунта с откоса. При большой длине откоса, более 15-20 м, такие же температурно-осадочные швы с фильтрами устраивают параллельно урезу воды.

Толщина слоев фильтра и размеры фракций фильтровых материалов подбирают по расчету.

Сборное железобетонное укрепление из омоноличенных плит сопрягается с неукрепленным дном или с помощью риббермы в виде каменной призмы с монолитным бетонным упором или с помощью железобетонной упорной плиты (рис. 9.9).

Каменная призма и железобетонная упорная плита укладываются на двухслойный фильтр. Такая конструкция сопряжения может быть применена при возможности выполнения работ «насухо», когда откосы расположены выше низкого меженного уровня.

Толщину плит назначают по расчету. Чаще всего применяют плиты толщиной 0,15 и 0,20 м.

Преимуществом этого типа укрепления в сравнении с омоноличенными плитами является значительное упрощение конструкции плит и производства работ по их монтажу. Но этот тип укрепления при небольшом размере плит не в состоянии противостоять сильному волновому воздействию. Кроме того, при этом укреплении увеличиваются затраты на устройство фильтров.

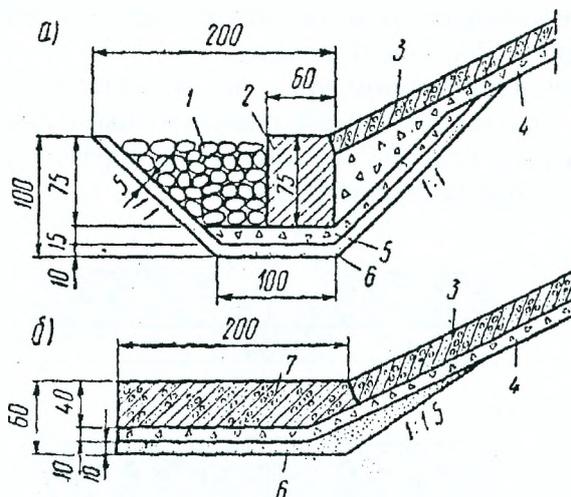


Рис. 9.9. Сопряжение железобетонных плит укрепления откоса с неукрепленным дном: а – каменная упорная призма с бетонным упором; б – железобетонная упорная плита; 1 – каменная призма; 2 – бетонный упор; 3 – железобетонные плиты; 4 – щебеночная или гравийная подготовка; 5 – щебень или гравий; 6 – крупный песок; 7 – железобетонная упорная плита

При постоянном подтоплении откоса подводная часть откоса не может быть защищена железобетонными плитами, и она обычно защищается каменным банкетом, отсыпаемым в воду. Берма этого банкета должна возвышаться над уровнем межени не менее чем на 0,25 м. В этом случае расположенные выше банкета железобетонные плиты сопрягаются не с дном, а с банкетом и сопряжение это выполняется так же, как сопряжение с неукрепленным дном.

Для укрепления дна у подошвы откоса и производства работ «насухо» оно тоже может быть устроено из железобетонных плит. При этом, кроме упорной призмы, в которую упираются плиты укрепления откоса, устраивают еще одну упорную призму на внешней границе укрепления (см. рис. 9.3).

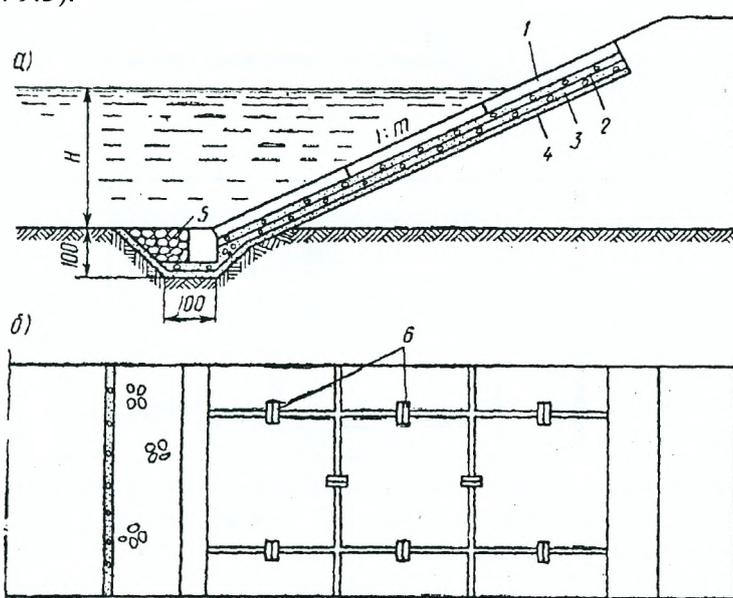


Рис. 9.10. Укрепление откоса насыпи сборными железобетонными разрезными плитами: а – разрез; б – план; 1 – сборные плиты; 2 – крупный щебень или гравий толщиной слоя 15 см; 3 – мелкий щебень или гравий толщиной слоя 10 см; 4 – крупный песок толщиной слоя 10 см; 5 – каменная призма с бетонным упором; 6 – шарнирные соединения плит

Сборные железобетонные разрезные плиты применяют для укрепления откосов при высоте волн не более 1,5 м, скорости течения воды до 6 м/с, а также при интенсивных ледоходах.

Разрезные плиты применяют прямоугольной формы размером в плане 2,5х3,0 и 3,0х3,0 м. Плиты укладывают на трехслойный обратный фильтр (рис. 9.10), вплотную одна к другой.

Допустимый зазор между плитами не более 1 см. Швы между ними не перевязывают и не омоноличивают. На каждой стороне плиты с верхней стороны ее устраивают не большую штрабу, в которую выпускают арматурный стержень (рис. 9.11). Выпущенные арматурные стержни соседних плит соединяют или специальными хомутами или сваривают.

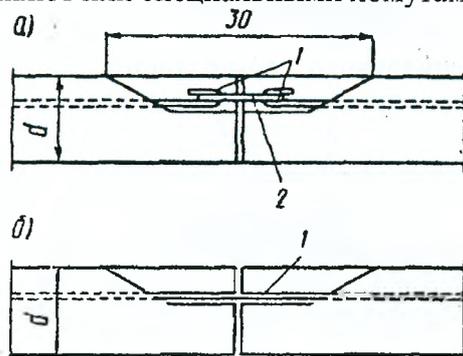


Рис. 9.11. Соединения сборных железобетонных разрезных плит: а – шарнирное соединение; б – соединение сваркой; 1 – выпуск арматурных стержней; 2 – шарнирный хомут

Сопряжение железобетонного укрепления из разрезных плит с дном у подошвы откоса осуществляется так же, как и при омоноличенных плитах (рис. 9.9).

Монолитные железобетонные плиты являются наиболее прочным типом укрепления. Их применяют при воздействии на откосы волн высотой до 3-3,5 м, при скорости течения воды до 8 м/с, при ледяном покрове толщиной до 1 м.

На прямолинейных участках откосов монолитные плиты применяют прямоугольной формы размером в плане от 5х5 м до 15х15 м. Размер плит ограничивается с тем, чтобы избежать образования в них осадочных и усадочных трещин.

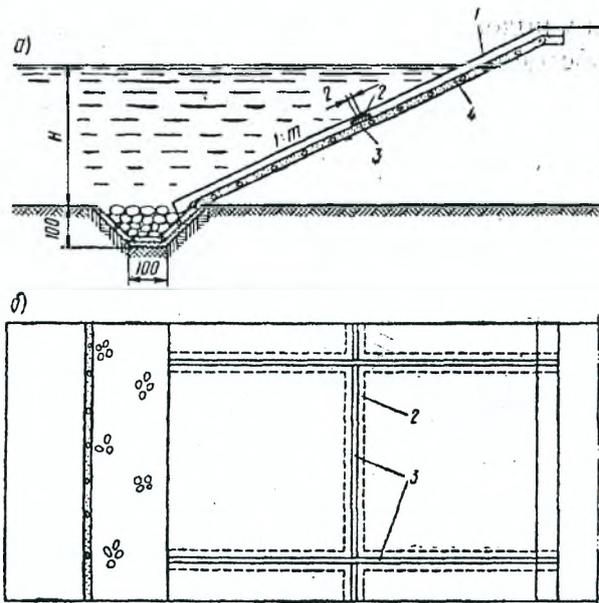


Рис. 9.12. Укрепление откоса насыпи монолитными железобетонными плитами: а – разрез; б – план; 1 – монолитные железобетонные плиты; 2 – доска, пропитанная креозотом; 3 – железобетонная доска; 4 – щебеночная или гравийная подготовка

Плиты бетонируют по щебеночной или гравийной подготовке толщиной 0,10-0,15 м (рис. 9.12).

Плиты изготавливают из гидротехнического бетона класса В20, армируют двумя сетками: нижняя сетка – сплошная, а верхняя сетка иногда укладывается только по контуру плиты (рис. 9.13). Рабочая арматура в нижней сетке укладывается в направлении, перпендикулярном урзу воды.



Рис. 9.13. Армирование монолитной железобетонной плиты размером 6,0×6,0×0,25 м: 1 – нижняя сетка; 2 – верхняя сетка

Плиты одна от другой отделяются конструктивными швами. Швы образуются путем установки по контуру плит до бетонирования досок толщиной 2 см, пропитанных креозотом. Во время бетонирования эти доски служат боковой опалубкой плиты. Между собой плиты соединяются стержнями специального арматурного каркаса, укладываемого в шве (рис. 9.14). Стержни этого каркаса пропускают сквозь опалубку.

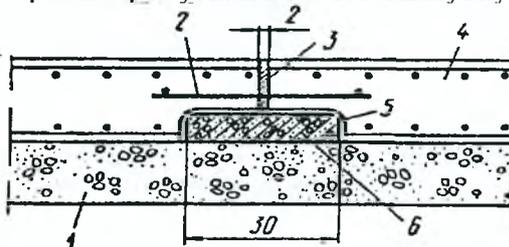


Рис. 9.14. Конструктивный шов между монолитными железобетонными плитами: 1 – щебеночная или гравийная подготовка; 2 – арматурный каркас шва; 3 – доска, пропитанная креозотом; 4 – плита; 5 – битумный мат; 6 – железобетонная доска

Под швами устраивают трехслойный ленточный обратный фильтр. В этом случае толщина подготовки под плитами может быть уменьшена до 10 см.

Вместо трехслойного ленточного фильтра по периметру плит могут быть уложены железобетонные доски толщиной 0,07-0,10 м и шириной 0,3 м, обернутые битумными матами. В этом случае толщина подготовки под плитами увеличивается не менее чем до 15 см.

Через 35-40 м в укреплении устраивают температурно-осадочные швы. Они отличаются от конструктивных швов, описанных выше, отсутствием арматурных каркасов, соединяющих плиты.

Сопряжение укрепления из монолитных железобетонных плит с дном у подошвы откоса осуществляется аналогично описанным выше.

Достоинством укрепления из монолитных железобетонных плит является его плотное прилегание к фильтровой подготовке, что обеспечивает ему почти полную грунтоводопроницаемость.

Из монолитного железобетона устраивают укрепления криволинейных участков откосов, на которых применение сборных прямоугольных в плане плит осложняет производство укрепительных работ.

Укрепления из монолитных железобетонных плит имеют и существенные недостатки: сложность работ в зимний период, большие затраты ручного труда, возможность появления трещин из-за осадок грунта откосов и температурных деформаций.

Сборные бетонные плиты применяют при скорости течения воды до 4 м/с, высоте волн не более 0,7 м и слабых ледоходах.

Бетонные плиты обычно имеют прямоугольную форму и размеры в плане от 0,5х0,5 м до 1,0х1,0 м. Толщина плит от 0,08 до 0,20 м (рис. 9.15).

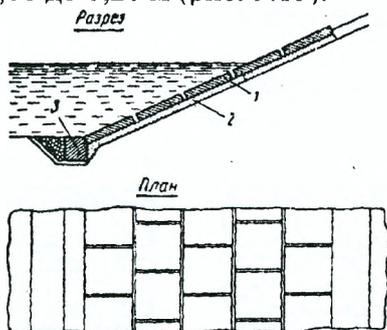


Рис. 9.15. Укрепление откоса сборными бетонными плитами: 1 – бетонные плиты; 2 – щебеночная или гравийная подготовка; 3 – бетонный упор

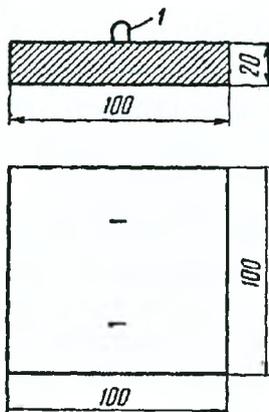


Рис. 9.16. Бетонная плита размером 1,0х1,0х0,20 м: 1 – монтажная петля

Плиты (рис. 9.16) изготавливают из гидротехнического бетона класса В20, укладывают их вплотную одна к другой, между собой они ничем не соединяются. Величина зазора между плитами допускается не более 1 см. Швы, перпендикулярные урезу воды, перевязываются.

Плиты укладывают на однослойный фильтр из щебня или гравия, толщину и крупность частиц которого определяют расчетом.

В нижней части укрепления, в сопряжении с дном у подошвы откоса, устраивают каменную рисберму или бетонный упор так же, как и при укреплении откосов железобетонными плитами.

Достоинством этого типа укрепления является простота изготовления и укладки плит. Масса плит обычно не превышает 0,5 т. Основной недостаток – малая устойчивость плит при волновом воздействии и при ледоходах.

Гибкие покрытия из железобетонных и бетонных плит, называемые тюфяками, применяют, когда возможно значительное увеличение глубины воды у откоса в результате размыва дна. Такие размывы наблюдаются у струенаправляющих дамб, траверсов и у береговых откосов.

Гибкое покрытие, уложенное на дно реки у подошвы откоса, по мере размыва дна опускается и защищает откос от размыва.

Чаще всего гибкие покрытия используют для укрепления подводных откосов и дна у подошвы откосов от размывающего действия сильного течения воды. Но они также могут применяться и для укрепления периодически подтопляемых откосов дамб, насыпей и береговых откосов от воздействия волн и ледоходов. Гибкое покрытие из бетонных плит (рис. 9.17) состоит из отдельных бетонных плит толщиной 0,15-0,30 м и размером в плане от 0,5x0,5 до 1,0x1,0 м, соединенных между собой шарнирами. Бетонные плиты в плане имеют квадратную форму или форму со скошенными углами (рис. 9.18).

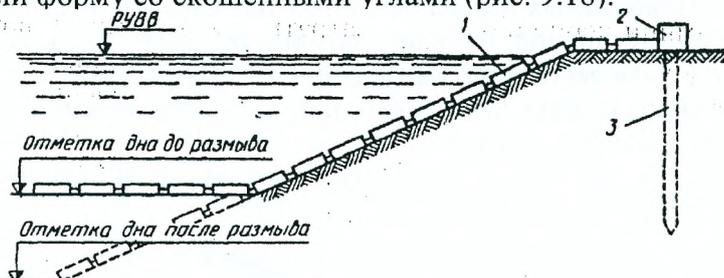


Рис. 9.17. Укрепление откоса гибким покрытием из бетонных плит: 1 – гибкое покрытие, 2 – бетонный упор; 3 – железобетонная свая

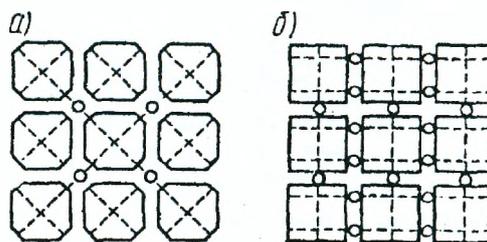


Рис. 9.18. Конструкция гибких покрытий из бетонных плит: а – с диагональными связями и кольцевыми соединениями; б – с поперечными и продольными связями и петлевыми соединениями

Гибкие покрытия на откосах укладывают на подготовку из щебня или гравия толщиной 0,20-0,25 м. Такие покрытия выдерживают скорость течения до 4 м/с.

При песчаных крупнозернистых, гравийных или галечниковых грунтах, слагающих откос, можно гибкие покрытия укладывать непосредственно на грунт.

На дно перед откосом гибкое покрытие обычно укладывают непосредственно на грунт. Предварительно производят планировку дна. При подмыве откоса гибкое покрытие будет растягиваться значительными усилиями. Кроме составляющей от веса, на покрытие будут действовать силы трения, возникающие при выносе частиц грунта из-под покрытия, поэтому гибкое покрытие в верхней части должно прикрепляться к откосу. Это прикрепление устраивают в виде бетонного упора на свайном основании или в виде анкера. Прочность прикрепления проверяют расчетом.

Гибкое покрытие из бетонных плит описанной конструкции устраивают только «насухо».

При выполнении берегоукрепительных работ большого объема применяют гибкие покрытия из железобетонных плит, опускаемые под воду.

Конструкция таких покрытий позволяет наматывать их на специальные барабаны большого диаметра. Эти покрытия на подводные откосы опускают плавучими кранами путем перемещения и постепенного разматывания барабана с покрытием.

Применение таких конструкций возможно при наличии специального оборудования.

Для защиты подводных откосов иногда применяют асфальтобетонные тьюфики. В этом покрытии швы между отдельными плитами сделаны водонепроницаемыми путем наклейки полос гидрорелина (материал, получаемый при регенерации резины).

Расчет плит железобетонного и бетонного укрепления производят на устойчивость против всплытия при воздействиях волн и текущей воды, на прочность при ударах волн и давлении льда и на монтажные нагрузки, возникающие при транспортировке и укладке сборных плит на откосы.

При волновом воздействии на откосы плиты укрепления могут всплыть под действием сил противодействия, которые достигают наибольшего значения в момент скатывания волны с откоса. Величину сил противодействия обычно устанавливают опытным путем.

Но по исследованиям М. И. Лупинского для квадратных плит с открытыми швами величина противодавления (кПа) может быть определена по зависимости

$$\bar{p} = \frac{1,1 \cdot h_a}{\sqrt{B}}, \quad (9.6)$$

где h_a – высота волны; B – размер плиты в плане, м.

Плита не всплывает, если все силы, действующие на нее, будут уравновешены (рис. 9.19).

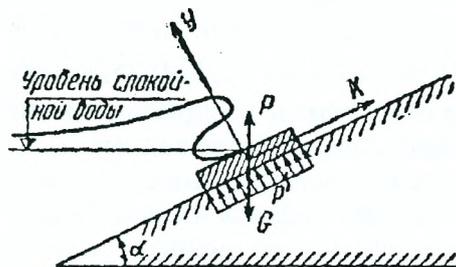


Рис. 9.19. К расчету плиты на устойчивость

Проектируя все силы на ось Y и принимая равномерное распределение сил противодавления \bar{p} , получим условие равновесия плиты

$$G \cos \alpha = P \cos \alpha + \bar{p} \cdot \Omega, \quad (9.7)$$

где G – вес плиты; P – взвешивающая сила воды; \bar{p} – противодавление; Ω – площадь плиты в плане. Очевидно, что

$$G = \rho \cdot d \cdot \Omega, \quad P = \rho_w \cdot d \cdot \Omega, \quad \cos \alpha = \frac{m}{\sqrt{m^2 + 1}}, \quad (9.8)$$

где ρ – плотность материала плиты; ρ_w – плотность воды; d – толщина плиты; m – котангенс угла наклона откоса. Подставив G , P и \bar{p} в формулу (9.7), получим выражение

$$\rho \cdot d \cdot \Omega \cdot \frac{m}{\sqrt{m^2 + 1}} = \rho_w \cdot d \cdot \Omega \cdot \frac{m}{\sqrt{m^2 + 1}} + \frac{0,11 \cdot h_a}{\sqrt{B}} \Omega, \quad (9.9)$$

из которого может быть определена необходимая толщина плиты

$$d = \eta \frac{0,11 \cdot h_a \sqrt{m^2 + 1}}{(\rho - \rho_w) \sqrt{Bm}}. \quad (9.10)$$

Здесь η – коэффициент запаса, принимаемый равным 1,8.

Формулу (9.10) применяют для расчета плит с открытыми швами при высоте волн не более 2 м.

При высоте волн более 2 м необходимую толщину сборных плит с открытыми швами определяют по эмпирической формуле П. А. Шанкина

$$d = 0,06 \eta \cdot h_a \sqrt{\frac{\rho_w}{\rho - \rho_w} \frac{\lambda}{mB}}, \quad (9.11)$$

где B – размер плиты в направлении, перпендикулярном урезу воды; η – коэффициент запаса, принимаемый равным до 1,5.

Толщину сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру, и монолитных плит в зависимости от высоты и длины волны определяют по эмпирической формуле

$$d = 0,11 \cdot h_a \sqrt{\frac{\rho_w}{\rho - \rho_w} \frac{\lambda}{mB}}, \quad (9.12)$$

где B – размер карты из сборных плит или монолитной плиты в направлении, перпендикулярном урезу воды.

При воздействии текущей вдоль насыпи воды плиты, уложенные на откос, также могут потерять устойчивость, так как при обтекании турбулентным потоком неровностей укрепления возникают очаги повышенного и пониженного давления и на плиты действует подъемная сила. Величину подъемной силы определяют по полуэмпирической формуле

$$P = K \frac{v^2}{g}, \quad (9.13)$$

где K – коэффициент, изменяющийся в пределах 0,9-1,1.

Из условия устойчивости плиты при действии собственной массы и подъемной силы P необходимой толщину плиты определяют по формуле

$$d = 0,67\eta \cdot \mu \frac{v^2}{g(\rho - \rho_w)}, \quad (9.14)$$

где η – коэффициент запаса, принимаемый равным 1,3-1,5; μ – коэффициент избыточного давления; для плит с закрытыми швами и без скошенных ребер $\mu=0,30-0,35$, для плит с открытыми швами и скошенными ребрами $\mu=0,20-0,25$; v – скорость течения воды.

При обрушении волны на откос плиты воспринимают динамическую нагрузку от массы воды, заключенной в опрокидывающемся гребне волны.

Величина волнового давления по поверхности откоса распределена неравномерно. Максимальная величина давления наблюдается в точке встречи струи с откосом.

Для определения величины волнового давления применяют формулы Н.Н.Джунковского, П. А. Шанкина и других авторов. Прочность плиты проверяют на максимальное волновое давление, когда оно приложено в центре плиты.

Плита рассматривается работающей в условиях плоской деформации, в расчет вводится полоса шириной 1 м. Плиты рассчитывают как балки, лежащие на упругом основании. По максимальному изгибающему моменту определяют сечение рабочей арматуры в плите.

Толщину плит гибкого покрытия определяют из условия равновесия плиты под действием веса и подъемной силы, направленной вверх, вызываемой обтеканием плит текущей водой.

При этом ввиду больших зазоров между отдельными плитами учитывают не только среднюю величину гидродинамического усилия, но и особую пульсационную составляющую, возникновение которой обусловлено турбулентным характером движения воды.

Формула для определения толщины плит гибкого покрытия аналогична формуле (9.14)

$$d = \frac{v^2}{\rho - \rho_w} \left(\eta \cdot \frac{\mu_c}{2g} + p_0 \right), \quad (9.15)$$

где η – коэффициент, принимаемый для гладких сплошных покрытий равным 1,1-1,2, а для покрытий с разобшенными элементами – 1,5-1,6; μ_c – коэффициент, принимаемый равным 0,3; p_0 – пульсационная нагрузка при скорости течения 1 м/с, принимаемая для сооружений, плавно обтекаемых потоком, равной 0,13 кПа, для сооружений, плохо обтекаемых потоком, – 0,2 кПа.

При размыве грунта под гибким покрытием оно оказывается лежащим на откосе. Растягивающее усилие в покрытии будет складываться из составляющей веса покрытия и силы трения F , возникающей при выносе частиц грунта из-под покрытия (рис. 9.20).

$$R = G \sin \alpha + F, \quad (9.16)$$

где G – вес плиты; α – угол наклона откоса.

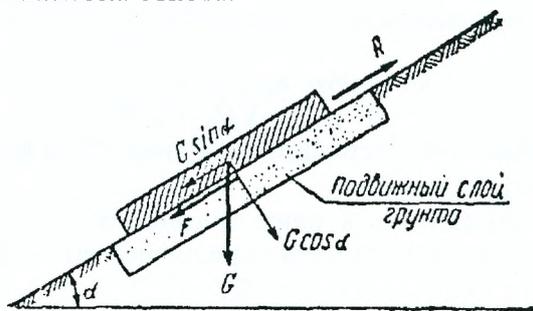


Рис. 9.20. К определению величины растягивающего усилия в гибком покрытии

Сила трения пропорциональна весу плиты $F=f \cdot G \cdot \cos \alpha$, где f – коэффициент трения грунта по покрытию, принимаемый для бетонного покрытия на песчаном откосе равным 0,4. Следовательно, $R=G \cdot \sin \alpha + f \cdot G \cdot \cos \alpha$.

При изменении угла наклона α величина R будет также изменяться и максимального значения R достигнет при таком угле наклона α , когда $\operatorname{ctg} \alpha = f$, т. е. при наклоне, значительно превосходящем угол естественного откоса грунта. В этом случае

$$\left. \begin{aligned} \sin \alpha &= 1/\sqrt{1+f^2}, \quad \cos \alpha = f/\sqrt{1+f^2}; \\ R_{max} &= G/\sqrt{1+f^2} + f^2 G/\sqrt{1+f^2} = G\sqrt{1+f^2} \end{aligned} \right\} \quad (9.17)$$

При толщине покрытия d и плотности ρ на 1 м длины подводного откоса будет действовать растягивающее усилие

$$R_{max} = d \cdot b \cdot (\rho - \rho_w) \sqrt{1+f^2}, \quad (9.18)$$

где b – длина откоса после размыва.

На величину растягивающего усилия R_{max} должны быть рассчитаны шарнирные соединения между плитами и прикрепление гибкого покрытия к упору (рис. 9.17).

Расчет обратного фильтра и однослойной подготовки под плиты заключается в определении необходимой толщины слоев и средних диаметров частиц каждого слоя фильтра.

Толщина и размер частиц вышележащего слоя фильтра должны обеспечивать невынос частиц нижележащего слоя фильтра или грунта откоса при скатывании волны с откоса, когда под плитами создается противодавление.

Щебеночную или гравийную подготовку под плитами рассматривают как однослойный фильтр.

Средний диаметр частиц однослойного фильтра определяют по формуле

$$d_{50}^\phi = 1,5\Delta, \quad (9.19)$$

где Δ – ширина швов между плитами.

Экспериментальными исследованиями П. А. Шанкина установлено, что устойчивость контакта между фильтром и грунтом откоса, т. е. невынос частиц грунта сквозь частицы фильтра, обеспечивается при выполнении условия

$$\frac{d_{50}^\phi}{d_{50}^{sp}} \leq \frac{12}{\varphi} e^{0,21 - \frac{t}{d_{50}^\phi}}, \quad (9.20)$$

где d_{50}^ϕ – средний диаметр частиц фильтра (диаметр, меньше которого в фильтре содержится по весу 50% частиц); d_{50}^{sp} – средний диаметр частиц откоса; φ – коэффициент, принимаемый в зависимости от высоты волны h_b и угла наклона откоса к горизонту по графику на рис. 9.21; t – толщина слоя фильтра.

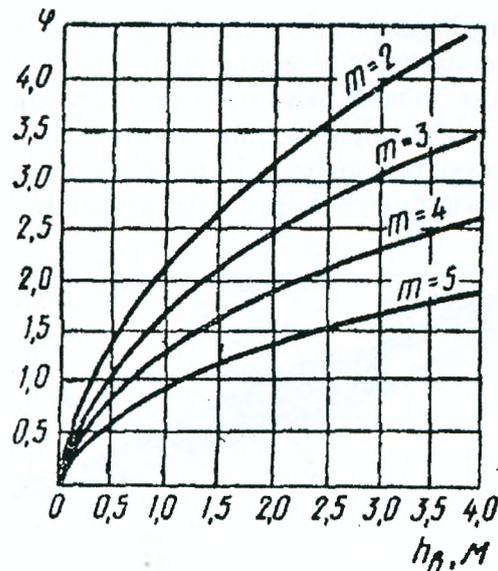


Рис. 9.21. График для определения коэффициента φ :

h_b – высота волны, м; m – котангенс угла наклона откоса; график составлен при пологости волны $\lambda/h_b = 15$; при пологости волны $\lambda/h_b < 15$ расчетное значение φ_p принимается по формуле: $\varphi_p = \varphi -$

$$-0,03 \left(15 - \frac{\lambda}{h_b} \right)$$

Из этого условия получим необходимую толщину слоя фильтра

$$t \geq 4,75d_{50}^{\phi} \ln \left(\frac{\varphi d_{50}^{\phi}}{12 d_{50}^{sp}} \right) \quad (9.21)$$

Минимальная толщина слоя фильтра или подготовки при укладке его «насухо» принимается равной 0,1 м, при укладке в воду – 0,25 м.

Коэффициент неоднородности частиц внутри слоя фильтра принимают в интервале $\eta=5-6$ ($\eta=d_{60}/d_{10}$), где d_{60} и d_{10} – диаметры частиц фильтра, меньше которых в его составе содержится соответственно 60 и 10% частиц по весу.

Формула (9.21) может быть применена и для расчета двухслойного и трехслойного фильтра. В этом случае, задавшись размерами частиц каждого слоя фильтра, последовательно определяем толщины слоев, начиная с нижнего слоя.

9.3. Укрепления из каменных и каменно-хворостяных материалов

Каменные наброски являются надежными и долговечными укреплениями и вместе с тем очень простыми в производстве работ. Отсыпку каменной наброски производят механизировано, с помощью кранов и бульдозеров.

Наиболее часто каменными набросками укрепляют подводные откосы, но они могут применяться и при производстве работ «насухо». Каменная наброска выдерживает удары волн высотой 1-1,2 м.

Каменные наброски применяют и как самостоятельный тип укрепления откосов, а также в сочетании с другими типами укреплений.

Достоинством каменной наброски является ее малая чувствительность к деформациям грунта откосов. Кроме того, при частичном разрушении каменная наброска легко восстанавливается.

Камни наброски укладывают на откос или на дно у подошвы откоса по слою обратного фильтра. В качестве фильтра применяют щебень или гравий.

Размер камней наброски должен быть достаточным для того, чтобы камни не сносились течением и не всплывали при волновом воздействии. Обычный размер камней 0,2-0,5 м. Камни меньшего размера будут всплывать и сноситься даже слабым течением воды, а применение более крупных камней ведет к увеличению в наброске размера пустот между камнями и к значительному выносу частиц фильтра и грунта откосов.

Размеры камней и частиц фильтрового материала определяют расчетом.

Обычно для набросок используют несортированный камень. Толщина каменной наброски из несортированного камня должна быть не менее величины, равной трехкратному расчетному размеру камней. В случае применения сортированного камня толщина наброски может быть уменьшена до величины, равной 2,5-кратному размеру камней.

Каменную наброску применяют в сочетании с укреплением из железобетонных плит (рис. 9.22).

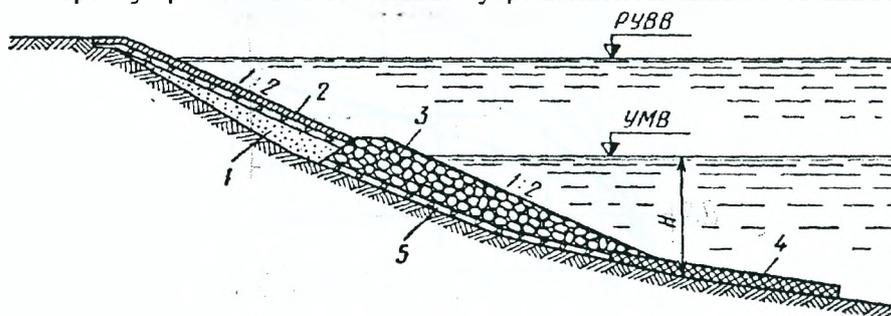


Рис. 9.22. Укрепление берегового подводного откоса каменной наброской: 1 – отсыпка из грунта; 2 – железобетонные плиты на щебеночной подготовке; 3 – каменная наброска; 4 – хворостяной тюфяк; 5 – щебень

Если укрепление откосов из железобетонных плит устраивают при затопленной подошве откоса, то вначале отсыпают банкет из камня, а затем укладывают плиты. В этом случае каменная наброска является упором для железобетонных плит и при размыве дна предохраняет от подмыва подошву откоса.

Поперечные размеры такого банкета определяют расчетом, в котором учитывают необходимый объем камня и для защиты откоса, и для создания упора плитам.

Раньше для защиты откосов, укрепляемых «насухо», применяли каменные наброски в плетневых клетках. Сейчас такая конструкция укрепления редко применяется, так как устройство на поверхностях откосов плетней из хвороста требует больших затрат ручного труда.

Последние годы вместо каменной наброски в плетневых клетках стали использовать каменную наброску в железобетонных ящиках (рис. 9.23).

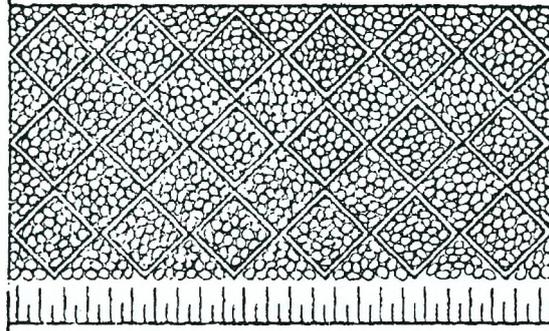


Рис. 9.23. Укрепление откоса каменной наброской в железобетонных ящиках

Железобетонные бездонные ящики размером в плане от 1,2x1,2 до 1,5x1,5 м изготавливают на заводах. При высоте стенок 0,3-0,4 м и толщине 0,1 м масса ящика около 0,5 т. Железобетонные ящики устанавливают краном диагонально вдоль образующей откоса в шахматном порядке. Ящики на откос устанавливают по фильтровой подготовке, состоящей из двух слоев: нижнего толщиной 0,3 м из песчано-гравийной смеси и верхнего толщиной 0,10-0,15 м из гравия. Камень в ящики и в пространства между ними загружают краном до верха стенок. В сопряжении укрепления с дном у подошвы откоса устраивают упор в виде каменной рибсермы или бетонного упора.

Габионные укрепления применяют для защиты откосов подходов насыпей регулируемых сооружений и береговых откосов от подмыва быстро текущей водой. Их часто применяют на предгорных реках для защиты дамб в тех случаях, когда нет подходящего по крупности камня для устройства наброски.

Для защиты откосов используют габионные ящики и габионные тюфяки.

Габионные ящики устраивают высотой до 1 м, шириной 1,0-1,5 м и длиной 2-5 м. Уложенные один на другой ящики образуют защитную стенку (рис. 9.24). При этом соблюдается перевязка швов. Между собой габионные ящики соединяют скрутками из отожженной проволоки.

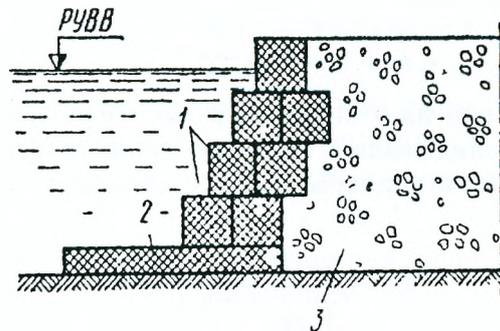


Рис. 9.24. Укрепление внешнего откоса ограждающей дамбы габионами: 1 – габионные ящики; 2 – габионный тюфяк; 3 – галечниковый грунт

Каркас габионных ящиков устраивают из круглой стали диаметра 5-6 мм, а стенки из проволочной сетки с размерами ячеек 5x5 или 10x10 см из оцинкованной проволоки диаметром 2-4 мм. С наружных сторон ящиков укладывают более крупный камень, размеры которого превышают размер ячеек сетки. Во внутреннюю часть ящика укладывают более мелкий камень или гальку.

Разрушение габионной кладки может произойти в результате коррозии проволочной сетки или истирания проволок наносами, поэтому рекомендуется применять сетку из проволоки, по-

крытой достаточно толстым слоем цинка. При сильном истирающем воздействии наносов рекомендуется внешние поверхности габионных ящиков покрыть слоем цементного раствора.

Достоинство габионной кладки в том, что благодаря своей гибкости эта кладка не разрушается при неравномерной осадке грунта под ней и при выносе частиц грунта во время размыва.

Недостаток габионных укреплений – большие затраты ручного труда на изготовление ящиков и заполнение их камнем.

Кроме кладки из габионных ящиков, для защиты подмываемых откосов применяют габионные тюфяки, их устраивают из габионных ящиков высотой 0,25–0,30 м, уложенных в один ряд.

Кладку из габионных ящиков защищают от подмыва габионным тюфяком заводя его в кладку под первый ряд ящиков (рис. 9.24).

Каменное мощение является наиболее старым типом укрепления откосов. Его применяют при скорости течения до 6 м/с и высоте волн до 1,5 м.

В настоящее время каменное мощение производят редко в связи с большой трудоемкостью работ по приготовлению камней и укладке их в мощение. Работы эти до настоящего времени еще не удалось механизировать (рис. 9.25).

Мощение бывает одиночным и двойным, когда на первый слой мощения укладывают второй. При мощении камни укладывают на откос по слою щебня или гравия. Уложенные камни расклиновывают мелким щебнем.

Как и в других типах укреплений, в сопряжении мощения с дном у подошвы откоса устраивают каменную рисберму.

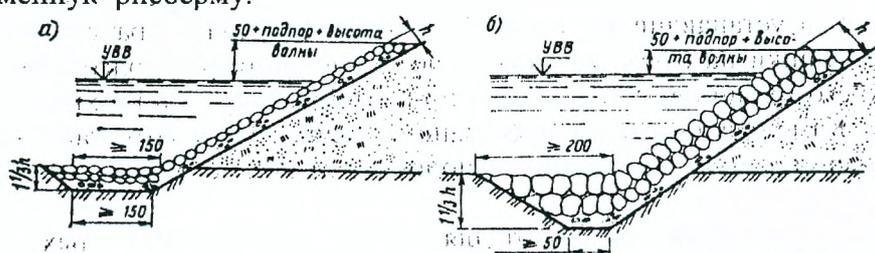


Рис. 9.25. Укрепление откосов каменным мощением: а – одиночным; б – двойным

Расчеты укреплений из каменных материалов заключаются в определении минимального размера камней и толщины укрепления.

Размер камней для каменной наброски, отсыпаемой в воду, должен быть достаточным, чтобы камни не сносились течением.

В зависимости от скорости течения необходимый размер камней d_k в м и v в м/с определяют по эмпирической формуле

$$d_k = \frac{v^2}{25}. \quad (9.22)$$

При волновом воздействии на откос размер камней должен быть достаточным, чтобы камни не всплывали и не опрокидывались при скатывании волны с откоса.

В зависимости от высоты и длины волны вес камней в наброске Q в т определяют по эмпирической формуле

$$Q = \eta \frac{0,025 \cdot \rho \cdot h_g^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\rho}{\rho_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}}, \quad (9.23)$$

где η – коэффициент запаса, принимаемый для несортированного камня равным 2, а для сортированного камня равным 1,5; ρ – плотность камня.

Зная вес камней Q и принимая условно форму камней в виде шара диаметром d_k , получим приближенную формулу

$$d_k \approx \sqrt[3]{\frac{Q}{0,5\rho}}. \quad (9.24)$$

Размеры каменной рисбермы должны быть достаточны и для защиты подошвы откоса от подмыва, и для упора укрепления, расположенного выше рисбермы.

Объем, необходимый для защиты откоса, определяют следующим образом.

Если угол естественного откоса грунта под водой φ , а возможная глубина размыва дна у откоса ниже подошвы рисбермы Δh (рис. 9.26), то длина вновь образовавшегося откоса, который должен быть защищен камнями рисбермы $- L = \Delta h / \sin \varphi$.

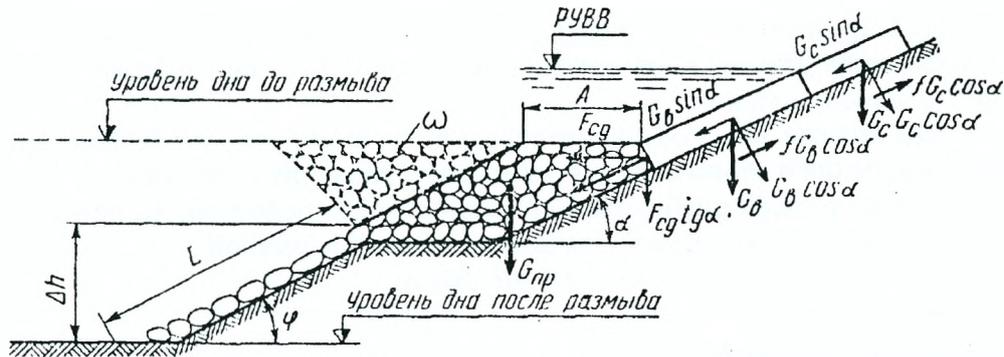


Рис. 9.26. К расчету каменной рисбермы

Принимая минимальную толщину каменного укрепления в один ряд камней при среднем диаметре камней d_k получим необходимое количество камней в ряду $N = L/d_k = \Delta h/d_k \sin \varphi$.

Площадь части поперечного сечения рисбермы, в которой расположены эти камни до начала размыва, может быть найдена по формуле

$$\omega = a \cdot N \cdot \frac{\pi \cdot d_k^2}{4}, \quad (9.25)$$

где a – коэффициент, учитывающий промежутки между камнями, принимаемый по данным лабораторных исследований равным 1,18.

После подстановки в эту формулу ранее полученного значения N получим

$$\omega \geq \frac{0,93 \cdot \Delta h \cdot d_k}{\sin \varphi}. \quad (9.26)$$

Оставшиеся после деформации в рисберме камни должны иметь вес, достаточный, для обеспечения устойчивости вышележащего укрепления, которое под действием собственного веса стремится сдвинуться в сторону рисбермы.

Если часть укрепления расположена ниже уровня воды и вес 1 м ее с учетом взвешивающего действия воды $G_в$, а другая часть расположена выше уровня воды и вес 1 м ее $G_с$, то с учетом действия сил трения сдвигающая сила, воздействующая на 1 м рисбермы, будет равна

$$F_{сд} = [G_в (\sin \alpha - f_в \cos \alpha) + G_с (\sin \alpha - f_с \cos \alpha)] \cos \alpha, \quad (9.27)$$

где $f_в$ – коэффициент трения укрепления по подводной части откоса, принимаемый равным 0,3; $f_с$ – коэффициент трения укрепления по сухой части откоса, принимаемый равным 0,65.

Удерживать рисберму от сдвига будет сила трения, пропорциональная давлению на призму

$$F_{уд} = f (G_{пр} + F_{сд} \operatorname{tg} \alpha), \quad (9.28)$$

где f – коэффициент трения рисбермы по грунту, принимаемый то же равным 0,3; $G_{пр}$ – вес 1 м упорной части рисбермы с учетом взвешивающего действия воды.

Устойчивость укрепления будет обеспечена при условии

$$F_{уд} = \eta \cdot F_{сд}, \quad (9.29)$$

где η – коэффициент устойчивости.

Из выражений (9.28) и (9.29) необходимый вес упорной части рисбермы определяют по формуле

$$G_{пр} = \frac{F_{сд}}{f} \cdot (\eta - f \cdot \operatorname{tg} \alpha). \quad (9.30)$$

Для откосов крутизной от 1:1 до 1:3 значения $G_{пр}$, вычисленные по формуле (9.30), при коэффициенте устойчивости $\eta = 1,5$ сведены в нижеследующую таблицу.

Вес упорной части рисбермы	
Крутизна откоса	Значение G_{np}
1:1	$1,44G_B + 0,72G_C$
1:1.5	$1,13G_B + 0,09G_C$
1:2	$0,72G_B$
1:2.5	$0,37G_B$
1:3.0	$0,14G_B$

При откосах крутизной 1:2 и положе часть укрепления, расположенная выше уровня воды, удерживается на откосе силой трения и не воздействует на рисберму, поэтому для таких откосов G_{np} зависит только от G_B .

При откосах положе, чем 1:3, и надводная и подводная части укрепления удерживаются на откосе силами трения и своим весом не оказывают давления на рисберму.

Ширину поверху части рисбермы, оставшейся после деформации, при условии расположения в ней камней не менее чем в 2 ряда, определяют формулой

$$A \geq 2d_k / \sin \alpha, \quad (9.31)$$

где α – угол наклона откоса.

По найденным значениям w , G_{np} и A геометрическим построением проверяют достаточность размеров поперечного сечения каменной рисбермы.

Толщину каменного мощения в зависимости от высоты волн, воздействующих на откос, можно принимать по эмпирической формуле П. А. Шанкина

$$d_k = 1,7 \frac{\rho_w \cdot h_w}{\rho - \rho_w} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m \cdot (m + 2)}, \quad (9.32)$$

Хворостяные тюфяки применяют для защиты откосов, находящихся все время под водой. Тюфяк изготавливают следующим образом: из хвороста вяжут хворостяные канаты диаметром 6-8 см; затем из канатов сплетают нижнюю сетку, на нее укладывают выстилку из хвороста, затем из канатов сплетают на выстилке верхнюю сетку; нижнюю и верхнюю сетки связывают между собой проволокой. Размер ячеек у сеток 0,5x0,5 и 1,0x1,0 м. В результате образуется хворостяное полотно (рис. 9.27, а, б).

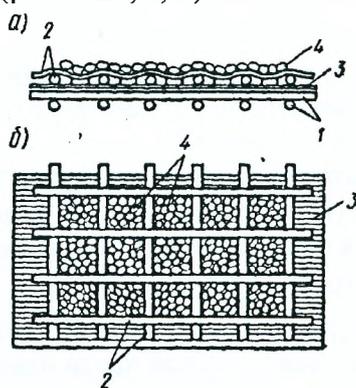


Рис. 9.27. Конструкция хворостяного тюфяка: 1 – нижние хворостяные канаты; 2 – верхние хворостяные канаты; 3 – хворостяная выстилка; 4 – пригрузка из камня

Хворостяные полотна изготавливают на стапелях из бревен у уреза воды и буксирным катером стаскивают по стапелю на воду. На плаву хворостяные полотна буксируют к месту укладки тюфяка, загружают камнем и изготовленный таким образом хворостяной тюфяк опускают под воду, он закрывает собой откос или участок дна у подошвы откоса, иногда тюфяки опускают под воду со льда.

При производстве работ «насухо» тюфяки изготавливают на месте их укладки.

Достоинством хворостяных тюфяков, как и других гибких укреплений, является их способность деформироваться без разрушения и защищать откосы при начавшихся размывах.

Основной недостаток этого типа укрепления – большое количество ручного труда, затрачиваемого при заготовке хвороста и изготовлении тюфяков.

Расчет хворостяного тюфяка аналогичен расчету тюфяка из бетонных и железобетонных плит.

9.4. Укрепление лесопосадками, дерновкой и посевом трав

Продольные лесопосадки применяют на равнинных реках с широкими открытыми поймами для уменьшения волнового воздействия на откосы подходных насыпей. Проходя сквозь лесопосадку, волна теряет значительную часть своей энергии, ее высота уменьшается и соответственно значительно ослабляется ее воздействие на откос.

Продольные лесопосадки используют для уменьшения скорости течения воды, они защищают только те насыпи и береговые откосы, которые затопляются в весенний период не более чем на 2,5 месяца, а в летние месяцы не более чем на 5-6 дней. При более длительных периодах затопления высаженные деревья не приживаются.

На поймах вдоль откоса насыпи или берегового откоса высаживают деревья и кустарники быстрорастущих местных ивовых пород. Ко времени затопления откосов вершины деревьев и кустарников должны возвышаться над уровнем затопления, поэтому лесопосадка способна уменьшать волновое воздействие на расчетном уровне воды только через 2-3 года после ее устройства, когда деревья и кустарники достигают необходимой высоты.

Деревья и кустарники высаживают на полосе поймы, примыкающей к откосу, одиночными черенками или гнездами. При одиночной посадке расстояния между деревьями принимают равными 0,7-0,8 м, а расстояния между кустарниками – 0,4-0,6 м. При посадке гнездами расстояния между гнездами для деревьев 0,8-1,0 м, а для кустарников – 0,5-0,8 м. Применяют механизированную посадку деревьев и кустарников, при этом ширину междурядий принимают не менее 1,5 м.

Выбор древесной породы, порядок посадки и календарное время посадки следует принимать в соответствии с рекомендациями местного инженера-лесоведа.

Необходимое число рядов продольной лесопосадки на основании теории волновой энергии определяется по формуле

$$n = \frac{2 \cdot \lg \kappa}{\lg(1 - \kappa_n)}, \quad (9.33)$$

где κ – необходимый коэффициент затухания волн; κ_n – коэффициент потери энергии при прохождении волны через один ряд лесопосадки.

Коэффициент затухания волн определяется в зависимости от высоты лесопосадки.

При $H_{noc} \geq H + 0,58h$ (где H – глубина воды перед лесопосадкой, м; h – высота волны, м) коэффициент затухания волн определяется по формуле

$$\kappa = \frac{h_n}{h}, \quad (9.34)$$

где h_n – высота волны после прохождения лесопосадки; h – высота волны перед лесопосадкой.

При $H_{noc} < H + 0,58h$ коэффициент затухания волн

$$\kappa = 1 - \frac{1 - \frac{h_n}{h}}{1,6} \cdot \left(0,60 - \frac{H - H_{noc}}{0,58h} \right). \quad (9.35)$$

Коэффициент потери энергии для лесопосадки деревьями

$$\kappa = \frac{1,2d}{b} k_s, \quad (9.36)$$

где d – средний по высоте затопления диаметр ствола дерева, м; b – расстояние между деревьями в ряду, м; k_s – коэффициент обтекания.

Коэффициент потери энергии для лесопосадки кустарниками

$$\kappa = \frac{0,85 \cdot \sum d}{b} k_s, \quad (9.37)$$

где $\sum d$ – средняя по высоте затопления сумма диаметров ветвей и стволов.

Коэффициент обтекания определяется из выражения

$$\lg \kappa_s = -1,10 \cdot \sqrt[6]{\frac{u_{cp}^2}{gd}}, \quad (9.38)$$

где u_{cp} – средняя скорость горизонтального перемещения частиц воды по ширине полосы лесонасаждений, м/с.

Средняя скорость частиц воды определяется как среднее арифметическое между орбитальными скоростями частиц воды перед полосой и за полосой

$$u_{cp} = \frac{u + u_n}{2} \quad (9.39)$$

Принимая приближенно пологость волн перед полосой равной $\lambda/h=10$, по теории трохидальных волн орбитальные скорости определяются по формулам:

$$u = 0,24 \cdot \sqrt{h}, \quad u_n = u \cdot \frac{h_n}{h}, \quad (9.40)$$

где h – соответствующая высота волны, м.

Сплошная посадка кустарника по откосам применяется для защиты периодически затопляемых откосов при скорости течения воды до 3 м/с и высоте волн до 2,5 м.

Чтобы высаженные кустарники могли прижиться, как и при устройстве лесопосадок, откосы насыпи не должны весной затапливаться более чем на 2,5 месяца, а летом – более, чем на 5-6 дней.

Кустарниковые породы, применяемые для защиты откосов, должны иметь густую наземную поросль и мощную корневую систему. Они должны быть быстрорастущими и неприхотливыми.

Одиночную посадку кустарников производят по откосу наклонными рядами, расположенными к горизонту под углом 35-40°.

Расстояния между рядами принимают равными 0,8 м, между черенками в ряду – 0,4 м. Глубина посадки – 0,45-0,60 м.

Плетни устраивают под углом к образующей откоса. Расстояние между плетнями 1,5-2,0 м.

Дерновка применяется для защиты откосов подходов насыпей, расположенных выше уровня воды, от воздействия дождевых и талых вод (рис. 9.28).

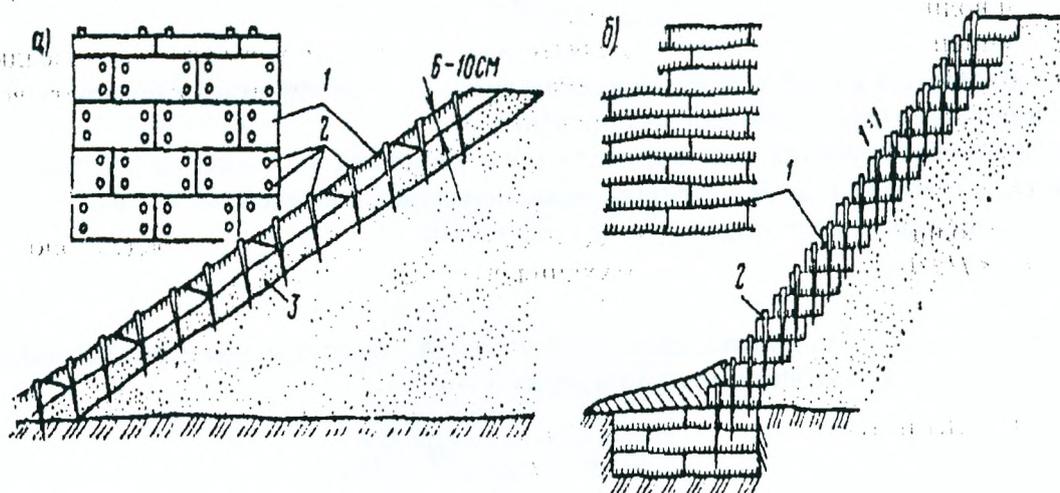


Рис. 9.28. Укрепление откосов одерновкой: а – плашмя; б – в стенку; 1 – дернина; 2 – спицы; 3 – подсыпка

В некоторых случаях дерновка может служить укреплением и для откосов, затапливаемых на короткий срок. При скорости течения воды менее 1,2 м/с и высоте волн не более 0,3 м.

Заготовленный дерн может храниться не более 3-х суток, и во время длительных перевозок он портится, поэтому дерновка возможна только в тех районах страны, где заготовка дерна может быть организована в непосредственной близости от мостового перехода.

В настоящее время применяют два основных способа дерновки: сплошная и в клетку.

При сплошной дерновке весь откос укрывают дерном (рис. 9.29, а). Для этого применяется свеженарезанный луговой дерн толщиной 0,06-0,12 м. Из дерна вручную нарезают или отдельно дернины, или дерновые ленты шириной 0,25 м и длиной по 2-3 м. С помощью дернореза нарезают ленты шириной 0,7 м, а затем эти ленты разрезают на карты размером 0,7х0,7 м.

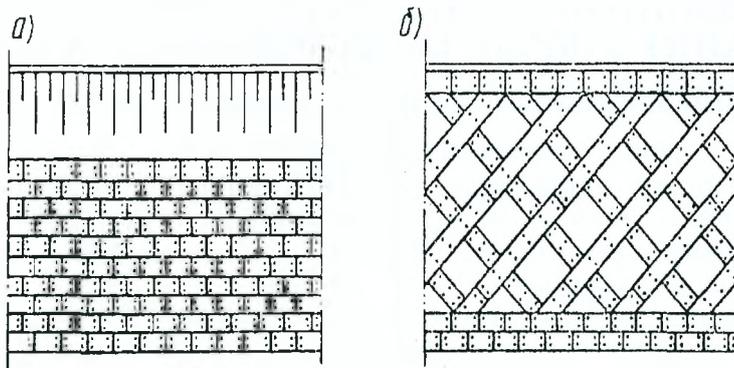


Рис. 9.29. Типы дерновки откосов: а – дерновка сплошная отдельными дернинами; б – дерновка в клетку дерновыми лентами

Дерн укладывают следующим образом. Сначала у подошвы откоса выкладывают горизонтальную полосу дерна шириной 0,5-0,7 м, затем снизу вверх горизонтальными рядами – дерновые ленты на поверхности откоса. Дерновые ленты закрепляют за откос деревянными спицами длиной 0,3 м и толщиной 2,0-2,5 см. Спицы забивают на расстоянии 5-6 см от края дерновой ленты или карты по углам ее и вдоль краев на расстоянии 0,4 м.

При дерновке в клетку дерновые ленты или отдельные дернины укладывают на откосе по двум взаимно перпендикулярным направлениям под углом 45° к горизонталям поверхности откоса (рис. 9.29, б). Вдоль бровки насыпи размещают одну дерновую ленту, подошву откоса насыпи укрепляют двумя дерновыми лентами общей шириной 0,5-0,6 м.

Размеры образуемых дерновыми лентами клеток от 1х1 до 1,5х1,5 м. Клетки заполняют растительным грунтом заподлицо с лентой и засеивают травой.

Если откосы сложены из песчаного грунта или жирной глины, то под дернины следует укладывать слой растительного грунта или хорошо разложившегося торфа толщиной 0,1 м.

Лучше всего дерновку откосов производить ранней весной, можно также в дождливые периоды лета и осенью.

Посев трав на откосах применяют для защиты их от разрушающего действия дождевых и талых вод, ветра и температурных воздействий. На мостовых переходах засеивают травами верхние незатапливаемые части откосов, расположенные выше плитного или каменного укрепления.

Травы засеивают по слою растительного грунта или слою разложившегося торфа толщиной не менее 0,1 м. При содержании в грунте, слагающем откос, гумуса в количестве не менее 1,5% семена трав можно высевать непосредственно в грунт.

Посев трав производят механизированным способом. При длительной засушливой погоде откосы поливают водой.

Бровки насыпей укрепляют дерновой лентой, а при отсутствии в районе строительства дерна обочины насыпей могут быть укреплены щебенистым, гравелистым или дресвяным грунтом.

Кроме обычного посева трав на откосах, используют гидропосев. При этом способе на спланированные откосы специальной машиной наносят смесь, состоящую из воды, семян трав, минеральных удобрений, битумной эмульсии или латекса, опилок или рубленой соломы.

При этом способе не нужен слой растительного грунта. Семена получают необходимые питательные вещества из смеси, а образующаяся на откосе пленка из битумной эмульсии и опилок или соломы создает положительный микроклимат для прорастания и развития трав. До образования дернового покрова пленка предохраняет откосы от эрозии. В дальнейшем опилки или солома сгнивают и создают дополнительную питательную среду для растений.

В последние годы, кроме обычного посева трав на откосах, стали применять комбинированное покрытие типа «бетон-трава». Покрытие представляет собой решетку из неармированных бетонных элементов, внутренняя часть которой засыпается растительным грунтом и засеивается травами. Такой тип укрепления имеет высокие декоративные качества и находит применение на мостовых переходах в городах, где к сооружениям предъявляются высокие архитектурные требования.

10. МАЛЫЕ ВОДОПРОПУСКНЫЕ ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ И НЕКАПИТАЛЬНЫЕ ТИПЫ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

10.1. Общие сведения о малых водопропускных сооружениях

К малым искусственным сооружениям, предназначенным для пропуска воды под автомобильными дорогами, относятся мосты длиной до 25 м, трубы всех типов, лотки, дюкеры и фильтрующие насыпи. К этому же роду сооружений относятся акведуки, пропускающие воды над полотном дороги (также длиной не более 25 м) и селедуки, рассчитанные на пропуск селевых паводков над полотном дороги.

На автомобильных дорогах низких категорий в качестве малых водопропускных сооружений применяют перепуски воды через полотно дороги по специальным лоткам, являющимся и проезжей частью дороги.

Малые водопропускные сооружения проектируются на основании гидрологических и гидравлических расчетов, выполняемых методами, отличными от рассмотренных выше для средних и больших мостов.

Малые искусственные сооружения устраиваются на малых, обычно периодических водотоках; производить наблюдения на таких водотоках в период изысканий практически невозможно. Поэтому величины расходов воды требуемой вероятности превышения устанавливаются расчетом стока с водосборных площадей по действующим нормативам. По ним в настоящее время рассчитывают сток с малых бассейнов площадями до 100 км². Здесь имеется несоответствие между термином «малый» применительно к бассейну и к искусственному сооружению, которое должно пропустить сток с этого бассейна.

В СНГ имеются районы (Дальний Восток, Черноморское побережье Кавказа, Карпаты), где при площадях бассейнов 80-100 км² максимальные расходы составляют 400-500 м³/с. Такие расходы не могут пропустить малые сооружения; поэтому предел применимости норм стока в 100 км² нам представляется завышенным. Возможны случаи, когда мосты длиной более 25 м приходится устраивать на малых водотоках с площадью бассейна менее 100 км².

Малые искусственные сооружения имеют ту особенность, что у малых мостов подмостовое русло, как правило, укреплено, а трубы имеют замкнутый неразмываемый контур и могут работать при безнапорном и напорном режимах.

Поэтому методика гидравлических расчетов этих сооружений существенно отличается от методики, принятой при расчетах для средних и больших мостов.

Здесь также есть несоответствие между установленной по условиям эксплуатации наибольшей длиной малого моста 25 м и рекомендацией СНиП 2.05.03-84 – не укреплять подмостовое русло при отверстии моста более 10 м. Однако практика проектирования и строительства показала, что в ряде случаев (большие скорости течения и малые глубины воды) экономически целесообразно укреплять подмостовое русло и при больших отверстиях мостов (рис. 10.1).

Таким образом, только трубы и лотки с их разновидностями в виде дюкеров, а также фильтрующие насыпи по особенностям методики гидрологических и гидравлических расчетов можно отнести к малым искусственным сооружениям. Для мостов и акведуков граница между малыми и средними сооружениями условна и не связана с этими особенностями.

В дальнейшем *малым* будем считать *мост* с укрепленным руслом длиной до 25 м. На автомобильных дорогах из водопропускных сооружений наиболее распространены малые мосты и трубы. Основы проектирования, детальные расчеты и конструирование малых водопропускных сооружений будут рассматриваться в курсе «Проектирование автомобильных дорог, мостов и транспортных сооружений».

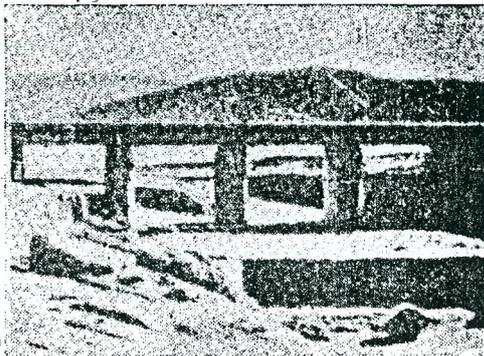


Рис. 10.1. Мост длиной более 10 м с укрепленным руслом

10.2. Ледовые дороги

Ледовые дороги через реки (ледовые переправы) строят в зимний период, календарная продолжительность которого для европейской части обычно составляет от 5,5 месяцев на севере до 4 месяцев на юге. Стоимость устройства ледовых дорог приведена в табл. 10.1.

Стоимость ледовых дорог

Таблица 10.1

Тип ледовой дороги	Ширина дороги, м	Нагрузки		
		легкие	средние	тяжелые
		Стоимость 1 км дороги, тыс. у.е.		
Без усиления льда	20	9	9	9
С усилением льда намораживанием без устройства настила	8-12	18	18	18
То же, с жердевым настилом	8-12	28	32	32
С усилением льда и устройством проезжей части из бревен и брусьев	1 колея	24	33	43

Применение ледовых дорог особенно эффективно в районах с длительным и устойчивым зимним периодом. В I-II дорожно-климатических зонах европейской части СНГ применение ледовых дорог выгодно на дорогах III-V категорий.

Движение транспортных средств по ледовой дороге ограничивается скоростью 10-20 км/ч, вследствие чего имеются потери авт-ч, которые по сравнению с движением по капитальной дороге определяются как

$$t_{\text{ном}} = \frac{N_n \cdot l_0 \cdot t_{\text{раб}} \cdot (V_m - V_0)}{V_0 V_m}, \quad (10.1)$$

где l_0 – длина ледовой дороги, км; $t_{\text{раб}}$ – период работы дороги, сутки; V_m и V_0 – скорость движения (км/ч) по капитальной и ледовой дорогам. Величина эксплуатационного ущерба при этом составит

$$Y_{\text{э}} = t_{\text{ном}} S_{\text{час}} \quad (10.2)$$

где $S_{\text{час}}$ – стоимость автомобиле-часа.

Ежегодные расходы на ремонт и содержание 1 км ледовой дороги довольно высоки (4-5 тыс. у.е.), в то время как эти расходы для дорог с твердым покрытием не превышают 2-3 тыс. у.е. на 1 км.

10.3. Паромные переправы

Паромные переправы через большие и средние реки устраивают главным образом на дорогах IV-V категорий. При больших затратах на строительство капитального перехода паромные переправы применяют и на дорогах республиканского значения.

Характеристики наиболее распространенных типов паромов, применяемых на реках с колебаниями уровней воды до 4 м, приведены в табл. 10.2.

Провозная способность паромов определяется главным образом операциями по погрузке-выгрузке автомобилей на причалах, потерей времени при отходе от причала, подходе к нему и на швартовку. Среднее время погрузки автомобилей приведено в табл. 10.2; время выгрузки автомобилей составляет примерно $0,5t_{\text{погр}}$.

Таблица 10.2

Характеристики паромных переправ

Тип парома	Вместимость парома		Среднее время на погрузку $t_{\text{пг}}$, мин	Скорость хода парома $V_{\text{пар}}$, км/ч	Стоимость, тыс. руб.			Годовые эксплуатационные расходы, тыс. руб.
	автомобилей, л. шт.	пассажиров			парома	двух свайных причалов	Всего	
Несамоходный – передвижение по канату электролебедками или буксировкой катером	6	10	5	1-3	28	89	117	28
Самоходный, мощностью 2X150 л.с.	8	100	7	15	124	126	250	47
Самоходный, мощностью 900 л.с.	20	140	16	18	346	157	503	86

Потери времени, связанные с подготовкой отхода парома от причала, с замедленным подходом к противоположному причалу и швартовкой могут быть приняты равными 10 мин. Тогда общая потеря времени паромом у причалов составит

$$t_{\text{прич}} = 1,5t_{\text{но.ср.}} + 10 \text{ мин.} \quad (10.3)$$

Зная ширину реки B_p в км и задаваясь числом часов работы переправы $t_{\text{нар}}$, можно определить количество перевозимых автомобилей в сутки:

$$N_{\text{нар}} = \frac{60 \cdot t_{\text{нар}} \cdot n_a \cdot f}{\frac{60 \cdot B_p \cdot c}{V_{\text{нар}}} + t_{\text{прич}}}, \quad (10.4)$$

где n_a и $V_{\text{нар}}$ – число автомобилей на пароме и скорость хода парома, км/ч, принимаются по табл. 10.2; f – коэффициент неравномерности загрузки парома по часам суток (в среднем $f=0,6$); B_p – ширина реки между причалами, км; c – коэффициент, учитывающий снос парома при передвижении буксировочным катером (в среднем $c=1,2$); $t_{\text{прич}}$ – определяется по формуле 10.2 и табл. 10.2.

Количество перевозимых паромом автомобилей можно определять по рис. 10.2, из которого видно, что при самоходных паромов, имеющих большую скорость движения, величина $N_{\text{нар}}$ определяется потерей времени у причалов и мало зависит от ширины реки. Поэтому для увеличения пропускной способности паромной переправы необходимо увеличение числа причалов. При самоходных паромов это означает удвоение устройств переправы.

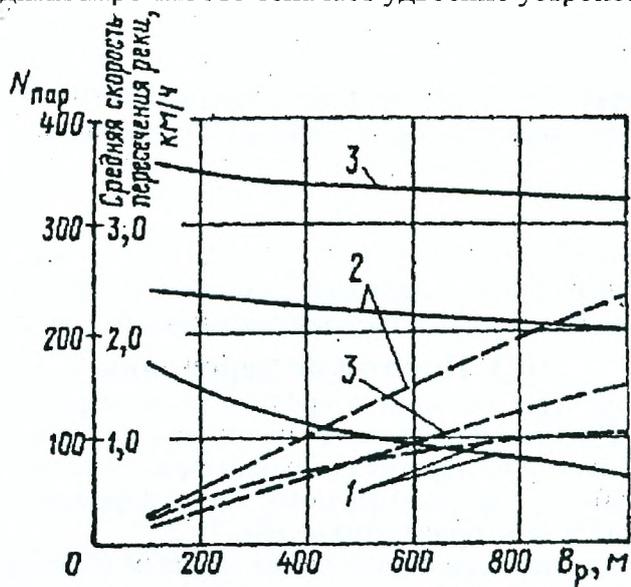


Рис. 10.2. Зависимость количества перевозимых автомобилей и скорости пересечения реки от типа паромов: 1 – несамоходный паром вместимостью шесть автомобилей; 2, 3 – самоходный соответственно на 8 к 20 автомобилей; — количество автомобилей в сутки; - - - - - средняя скорость, км/ч

Календарная продолжительность периода работы паромных переправ для СНГ составляет от 4 месяцев на севере до 6,5 месяцев на юге.

Потери автомобиле-часов на переправе по сравнению с движением по капитальному мосту можно определить по формуле

$$t_{\text{ном}} = \frac{N_{\text{нар}} \cdot L \cdot t_{\text{раб}} \cdot (V_m - V_o)}{V_o \cdot V_m} + \frac{6,7 \cdot N_{\text{нар}} \cdot t_{\text{раб}}}{1000}, \quad (10.5)$$

где $N_{\text{нар}}$ – число автомобилей, перевозимое паромом в сутки (рис. 10.2); $L=B_p$ – ширина реки между причалами, км; $t_{\text{раб}}$ – число дней работы парома; остальные обозначения прежние.

При расчетах потерь на дорогах IV-V категорий последний член формулы 10.5 можно не учитывать. Величина эксплуатационного ущерба определяется по формуле 10.2.

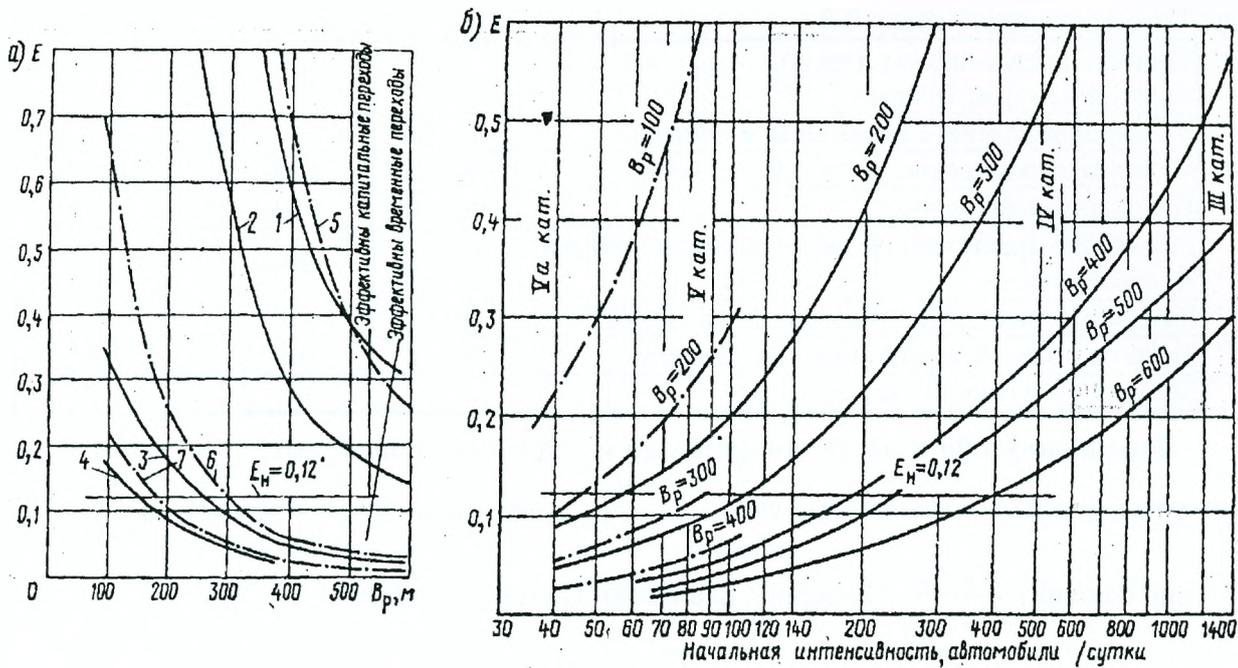


Рис. 10.3. Изменение коэффициента эффективности устройства капитальных переходов по сравнению с временными; а – в зависимости от ширины русла реки; б – в зависимости от начальной интенсивности движения автомобилей; 1-4 – наплавной мост, соответственно на дорогах III, IV, V и V-а категорий; 5 – самоходный паром на 200 автомобилей на дороге IV категории; 6, 7 – несамоходный паром на шесть автомобилей на дорогах V и V-а категорий; —•—•— паром — наплавной мост

На зимний период паромная переправа заменяется ледовой дорогой, что вместе с паромом обеспечивает проезд автомобилей в течение большей части года. Однако невозможность осуществления перевозок в период распутиц (для европейской части СНГ от 1,5 месяцев на юге до 2,3 месяцев на севере) является существенным недостатком такой организации перевозок.

Эффективность применения паромных переправ по сравнению с устройством капитальных переходов иллюстрирует рис. 10.3. Как видно из рисунка, экономически оправданная область применения паромных переправ (капитальные переходы невыгодны, так как $E < E_n = 0,12$) ограничивается дорогами V категории при ширине реки более 200 м.

10.4. Наплавные мосты

Наплавные мосты, как постоянные сооружения, применяются на дорогах IV-V, редко III категорий, через реки со сравнительно небольшим судоходством. В таких случаях наплавной мост по пропускной способности транспортных средств по сравнению с паромной переправой имеет преимущества. Период работы наплавного моста равен периоду работы паромной переправы.

Наплавной мост, как и паромную переправу, устраивают и в сочетании с ледовой дорогой.

Характеристики основных типов наплавных мостов приведены в таблице 10.3

Характеристики наплавных мостов

Таблица 10.3

Характеристика элементов моста и виды затрат	Единица измерения	Стоимость, у.е.	Годовые эксплуатационные расходы, у.е.
Плавающие опоры из инвентарных понтонов типа КС, грузоподъемностью 50 т	пог. м	390	—
То же, из металлических барж, водоизмещением 40 т	пог. м	650	—

Продолжение таблицы 10.3

Пролетное строение из деревоплиты с асфальтобетонным покрытием	пог. м	350	50
То же, деревянное, с деревянным настилом	пог. м	330	35
То же, металлическое, на опорах из барж	пог. м	520	—
Переходные части моста	пог. м	350	—
Разводные приспособления для вывода пролета из створа моста	Мост	3700	—
Катера для выведения разводной части моста	Шт.	14000	—
Затраты по содержанию персонала моста	Мост	14000	10200
Затраты по разводке моста катером	»	—	1560

Потери автомобиле-часов при разводке моста можно определить, считая, что за время разводки $t_{раз}$ (в ч) с обеих сторон скопится $\frac{N_{п}}{24} t_{раз}$ автомобилей, а за среднее время простоя $\frac{t_{раз}}{2}$ оно составит $\frac{N_{п}}{24} \frac{t_{раз}^2}{2}$. За период навигации $t_{раб}$ потери составят

$$t_{ном} = \frac{N_n \cdot t_{раз}^2}{48} \cdot t_{раб}, \quad (10.6)$$

где N_n – интенсивность движения авт./сутки; $t_{раз}$ – продолжительность перерыва движения по мосту из-за развонок, ч/сутки; $t_{раб}$ – период работы моста в течение года (период навигации), сутки.

Если принять продолжительность одной разводки моста равной 0,5 ч, то при количестве развонок $n_{раз}$ потерю времени автомобилями за период навигации можно записать как

$$t_{ном} = \frac{N_n \cdot n_{раз}^2}{192} \cdot t_{раб}, \quad (10.6)$$

где N_n и $t_{раб}$ имеют прежние значения.

Потери автомобиле-часов при движении по наплавному мосту со снижением скорости определяются по формуле (10.1) при $V_0=5-10$ км/ч.

Область применения наплавных мостов по сравнению с капитальными переходами, как это видно из рис. 10.3, ограничивается дорогами IV-V категорий при ширине реки более 200 м.

Скорость движения автомобилей по мосту составляет в среднем 5-10 км/ч. Существенным образом на пропускную способность моста влияют разводки выводных пролетов для пропуска речных судов. В среднем на одну операцию по разводке моста, пропуску каравана судов и вводу пролета на место затрачивается 20-40 мин.

11. ИЗЫСКАНИЯ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

11.1. Состав изысканий

Проект мостового перехода составляют на основе результатов геодезических, геологических, гидрологических и гидрометрических работ. Комплекс указанных работ носит название изыскания мостового перехода. В отдельных сложных случаях материалы для проектирования дополняются лабораторными исследованиями моделей мостового перехода.

Перечень и объем сведений о месте перехода реки, которые необходимо собрать во время изысканий, определяются содержанием проекта мостового перехода. В проекте прежде всего должно быть обосновано место перехода реки, т. е. показано, что выбранный переход наилучшим образом удовлетворяет требованиям задания на проектирование: наивыгоднейшее положение трассы с точки зрения обслуживания хозяйственного района; минимальные строительные-эксплуатационные затраты на сооружения и транспортные расходы на перевозки; безопасность движения, определяемая устойчивостью сооружений мостового перехода; выполнение требований судоходных и сплавных органов. Вопросу выбора места перехода реки в проекте должно быть уделено особое внимание, так как мостовые переходы часто являются пунктами, определяющими проложение на местности автомобильной дороги значительного протяжения.

В проекте должны быть установлены основные размеры всех сооружений мостового перехода, достаточные для пропуска грузов и обеспечения сопротивляемости сооружений разрушающему действию водного потока, не ограничивающие нормального использования водотока в хозяйственных целях (для судоходства, сплава, водоснабжения, энергоснабжения и т. д.) и одновременно требующие минимальных затрат на переход реки.

В проекте должны содержаться конструктивные решения для всех сооружений перехода, обоснованные необходимыми расчетами на прочность и устойчивость.

Для обоснованного выбора места перехода реки должны быть собраны или составлены на основе геодезических работ достаточные картографические материалы и получены общие сведения (гидрологические данные) о режиме водотока в местах, выбранных в качестве вариантов перехода.

Для определения основных размеров сооружений необходимо выполнить детальные гидравлические и русловые расчеты на основе точных количественных данных о характеристиках реки (глубина и ширина живых сечений, скорости течения, показатели руслового процесса, колебания уровней и расходов воды). Для получения таких данных необходимо провести гидрометрические работы.

Для конструктивных решений сооружений мостового перехода необходимы сведения об основаниях, на которых эти сооружения будут построены, о местных материалах, из которых могут быть возведены сооружения (в частности, о грунтах для постройки насыпей и регуляционных сооружений), и о конкретных условиях работы того или иного сооружения в отдельности. Эти материалы могут быть получены в основном путем инженерно-геологических обследований на переходе водотока и частично при выполнении геодезических и гидрометрических работ.

В соответствии с перечнем задач, решаемых при проектировании мостовых переходов, при изысканиях необходимо выполнить следующие работы:

- геодезические съемки. Трассирование линии, съемка планов – ситуационных и в горизонталях, съемка профилей;
- гидрологическое обследование. Сбор материалов, характеризующих режим водотока; морфометрическое обследование речной долины;
- гидрометрические работы. Съемки плана речного дна, определение скоростей течения, расходов воды, характеристик руслового процесса (а в отдельных случаях и измерения твердого стока);
- инженерно-геологические исследования. Составление геологических разрезов, грунтовое обследование, гидрогеологическое обследование, поиски местных строительных материалов;
- прочие работы. Изучение взаимосвязи мостового перехода с другими сооружениями на реке; установление условий судоходства и сплава и пр.

Для выполнения перечисленных работ организуются изыскательские партии, как правило, специализированные. Только в случаях изысканий мест перехода через незначительные водотоки эти работы поручают партии, ведущей трассирование дороги, на которой располагается мостовой переход. Основанием для создания отдельных партий для изысканий мостовых переходов являются большие объемы работ по изысканиям мостовых переходов, необходимость включать в состав партии инженеров, специализировавшихся в области гидрологии и гидротехники, и необходимость производить при изысканиях мест перехода сложные геологические работы, включая глубокое бурение.

Проектирование мостовых переходов ведется последовательными стадиями. Каждой стадии проектирования предшествует определенный этап изысканий. Этапы изысканий различаются объемом и составом работ.

При составлении общих предварительных соображений по сооружению мостового перехода должны быть получены ориентировочные данные о величине отверстия моста, схеме моста и ожидаемых объемах работ, а также примерные стоимости мостового перехода по различным вариантам места перехода реки. Эти данные используются для составления сметно-финансового расчета на постройку всей дороги и для предварительного выяснения целесообразных вариантов мест перехода, а также для выработки программы дальнейших изыскательских работ. На стадии составления общих предварительных соображений по сооружению перехода должен быть решен вопрос о типе перехода через водоток. Остановиться на мостовом переходе или принять какой-либо другой тип перехода через водоток можно на основе технико-экономических расчетов, учитывающих данные о размерах перевозок и, главное, о перспективах их развития, а также строительно-эксплуатационную стоимость различных типов перехода через водоток. В соответствующих случаях такой выбор осуществляется по общегосударственным соображениям. Так как переход через водоток является частью дороги, экономические изыскания отдельно для переходов не производят, за исключением автономных мостовых переходов, например связывающих части города, расположенные на разных берегах реки.

Общие предварительные соображения о постройке мостового перехода разрабатываются на основе материалов первого этапа изысканий, который носит название «Подготовительные работы» или «Камеральный период изысканий».

Для составления общих предварительных соображений дорогу трассируют по картам, и только в случае отсутствия надежного картографического материала для этой цели, выполняются полевые съемки в минимальном объеме.

Технико-экономическое обоснование необходимости строительства мостового перехода разрабатывается (в соответствии с современными требованиями) в объеме, позволяющем установить окончательное наивыгоднейшее положение (в плане и продольном профиле) трассы дороги при пересечении реки, необходимую величину длины моста, размеры других сооружений мостового перехода. В этом документе должны быть приведены рекомендуемые решения конструкций моста и других сооружений перехода, выбран материал сооружений, подсчитаны (достаточно точно), объемы работ, установлены способ и стоимость постройки мостового перехода по выбранному варианту трассы.

Технико-экономическое обоснование необходимости строительства мостового перехода требуется разрабатывать с учетом развития перевозок по дороге, для чего являются необходимыми соответствующие экономические обследования. Основным методом разработки технико-экономического обоснования является вариантное проектирование. Окончательное решение о месте перехода реки и основных размерах сооружений (моста и др.) принимается на основании подробной разработки и сравнения возможных вариантов проложения трассы дороги и конструкции сооружений.

Технико-экономическому обоснованию предшествуют подробные технические изыскания мостового перехода, проводимые в полном объеме, так как на этой стадии проектирования должна быть выполнена главная часть проекта перехода – окончательное определение генеральных размеров всех сооружений – моста, пойменных насыпей и регуляционных сооружений.

Исследуются некоторые детали, уточняющие рабочие чертежи проекта или схему организации производства работ. С этой целью производятся дополнительные геодезические съемки и бурение, а в редких случаях – гидрометрические работы.

В состав изыскательской партии, производящей изыскания мостового перехода и возглавляемой начальником партии, обычно входят: старший инженер, руководящий технической стороной работ; инженеры, возглавляющие отдельные виды работ; техники, производящие инструментальные работы по указанию инженеров и оформляющие материалы измерения; обслуживающий персонал (рабочие, хозяйственники). Число сотрудников партии зависит от объема работ.

Перед началом изысканий устанавливается конкретный перечень работ, подлежащих выполнению, и план их проведения. Календарный план изысканий составляется исходя из установленных сроков производства работ, но с учетом того, что отдельные виды работ должны производиться в строго определенный период года, например, гидрометрические – во время прохода половодья, а геодезические – при отсутствии снежного покрова.

Оборудование изыскательских партий состоит из геодезических инструментов, как правило, обычной технической точности; гидрометрических приборов; оборудования для инженерно-геологических и почвенно-грунтовых обследований; технического инвентаря для вспомогательных и оформительских работ.

Оборудование для измерения твердого стока рек обычно не входит в обязательный перечень, так как размывы под мостами могут быть определены по бытовым гидрометрическим характеристикам реки, без введения в расчет величины расхода наносов.

На время гидрометрических работ партия должна иметь плавучие средства – весельные или моторные лодки, а при работах на особо больших реках – понтоны. В отдельных случаях (на узких реках с сильным течением) гидрометрические работы лучше вести с подвесной люльки.

Особенно важна комплектность оборудования изыскательской партии, так как отсутствие какого-либо одного инструмента или приспособления может лишить возможности выполнить целую серию работ, в результате чего материалы изысканий будут значительно обесценены.

11.2. Подготовительный период

Полевым изыскательским работам предшествует подготовительный период. В этот период собирают и изучают материалы, характеризующие район расположения мостового перехода и режим данной реки, предварительно выбирают место перехода, намечают возможные варианты трассы, собирают сведения о местоположении постоянных и временных реперов, составляют программу полевых работ и организуют изыскательские партии.

Основой изыскательских работ являются картографические материалы. Для выбора места перехода и его трассирования удобно пользоваться картами крупного масштаба (не мельче 1:100000).

Сопоставление материалов разновременных съемок позволяет установить тип руслового процесса и его интенсивность на участке мостового перехода.

Гидрологический режим реки изучают на основании литературных источников и ведомственных материалов. В настоящее время систематические наблюдения за гидрологическим режимом рек ведут на стационарной сети постов и станций Гидрометеослужбы.

Дополнительные материалы по гидрологическому режиму рек можно получить в организациях, выполняющих проектно-изыскательские работы на реках.

Для изучения климатических условий района расположения мостового перехода собирают данные наблюдений, проводимых на ближайших к переходу метеостанциях (сведения об осадках, температуре воздуха, скорости и направлении ветра). Результаты этих наблюдений публикуются в справочниках по климату, а также в метеорологических ежемесячниках и ежегодниках.

Сведения о геологических условиях района перехода и о карьерах строительных материалов можно получить в Геолфонде и архивах республиканского и местных геологических управлений.

В местном бассейновом управлении пути, а также в сплавных организациях получают сведения, характеризующие условия судоходства и сплава (класс реки, лоцманские карты или атласы судоходных рек с судовыми ходами, габариты судов, интенсивность судоходства и сплава).

При наличии поблизости от проектируемого мостового перехода других переходов необходимо ознакомиться с проектно-изыскательскими материалами по ним, а также изучить опыт их эксплуатационного содержания. Сведения об этих переходах могут быть получены в управлениях железных или автомобильных дорог.

В тех случаях, когда мостовой переход располагается вблизи населенных пунктов или промышленных объектов, необходимо в местных учреждениях (городских архитектурно-планировочных управлениях, плановых отделах райисполкомов и т. д.) получить планы существующей и перспективной застройки населенного пункта или промышленного предприятия, а также планы расположения набережных, пристаней, электростанций и других сооружений.

В подготовительный период тщательно изучают возможные источники снабжения строительства мостового перехода всеми основными строительными материалами. Устанавливают ближайшие базисные карьеры камня, гравия и песка. Собирают сведения о строительных, промышленных и транспортных предприятиях, которые могут быть использованы в процессе строительства мостового перехода. Изучают возможность временного энерго-снабжения, водоснабжения, газоснабжения и теплоснабжения всех производственных предприятий строительства и согласуют условия их получения. Собирают сведения о наличии жилого и культурно-бытового фонда.

Детальное изучение собранных в подготовительный период материалов позволяет составить общее представление о гидрологическом режиме реки, климатических и геологических условиях района мостового перехода, наметить варианты трассы перехода, дать ориентировочные проектные решения (расчетный расход воды, отверстие моста, размеры регулиционных сооружений, возможную глубину размыва подмостового русла), определить необходимый объем полевых изыскательских работ по каждому варианту, установить метод их производства, составить программу полевых работ и наметить сроки их выполнения.

Перед началом полевых работ на основании картографических материалов составляют ситуационно-гидрологическую схему мостового перехода. На ней показывают все варианты трассы перехода, намечаемые створы наблюдений, водомерные посты и участки крупномасштабной съемки. Схема должна охватывать участок русла и пойм протяженностью не менее полуторной ширины разлива при расчетном уровне высоких вод (ПУВВ) вверх по течению от верхнего варианта перехода и не менее одной ширины разлива вниз по течению от нижнего варианта перехода.

Ситуационно-гидрологическую схему мостового перехода составляют в следующих масштабах: 1:50000 – для рек с шириной русла более 500 м; 1:25000 – при ширине русла 250-500 м; 1:10000 – при ширине русла 100-200 м и 1:5000 – при ширине русла менее 100 м.

В процессе проведения полевых работ в ситуационно-гидрологическую схему вносят коррективы. В частности, уточняют положение размываемых берегов русла, побочней, осередков, островов и действующих протоков; уточняют границы растительности на поймах; устанавливают следы прохода высокой воды на поймах (по отложениям наносника на деревьях и кустах), следы интенсивных течений в пониженных местах пойм (по отложениям гравия и песка), следы выхода льда на поймы (по наличию поврежденной льдинами коры деревьев), места образования заторов льда и т. д. Все эти данные наносят на ситуационно-гидрологическую схему. На этой схеме показывают также дороги, мосты, плотины и другие сооружения, которые отсутствуют на исходных картографических материалах, но оказывают определенное влияние на режим реки в месте перехода.

Ситуационно-гидрологическая схема мостового перехода является обоснованием всей программы изыскательских работ.

11.3. Топографо-геодезические работы

Во время подробных технических изысканий мостового перехода проводят топографо-геодезические работы, в состав которых входят, прежде всего, съемки генеральных и детальных планов.

Назначением генерального плана является обоснование правильности выбора местоположения оси перехода, вариантов трассы, морфометрических и гидрометрических створов. Генеральный план служит топографической основой для производства инженерно-геологических и инженерно-гидрологических обследований района расположения мостового перехода. Детальный план предназначается для проектирования подходов к мосту, регулиционных сооружений, укреплений берегов и спрямлений русел; кроме того, детальный план необходим для проектирования строительных площадок с расположением временных сооружений.

В тех случаях, когда нужно заснять большую площадь (при наличии нескольких вариантов трассы мостового перехода), а также при изысканиях мостовых переходов в труднодоступных районах, целесообразно применять аэрофотосъемку. Она существенно облегчает производство изыскательских работ, значительно повышает их качество, дает изыскателям ясное представление о возможных вариантах мостового перехода.

На рис. 11.1 показан аэрофотоплан места мостового перехода, а на рис. 11.2 тот же план, но камерально дешифрованный проведенными горизонталями и указанием ситуационных признаков местности.

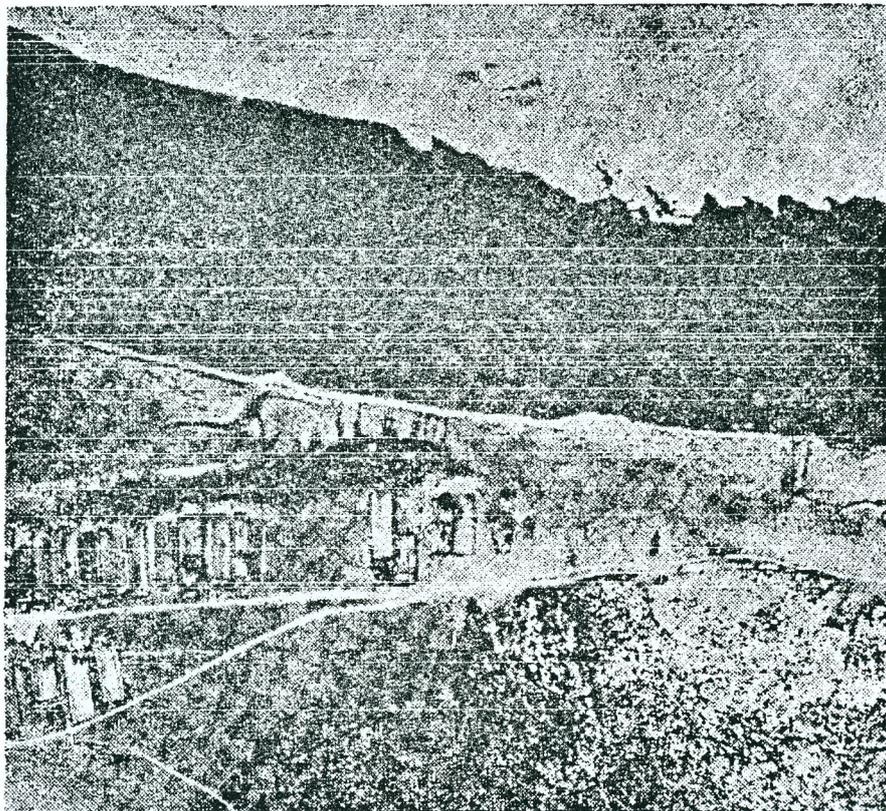


Рис. 11.1. Аэрофотоплан места мостового перехода

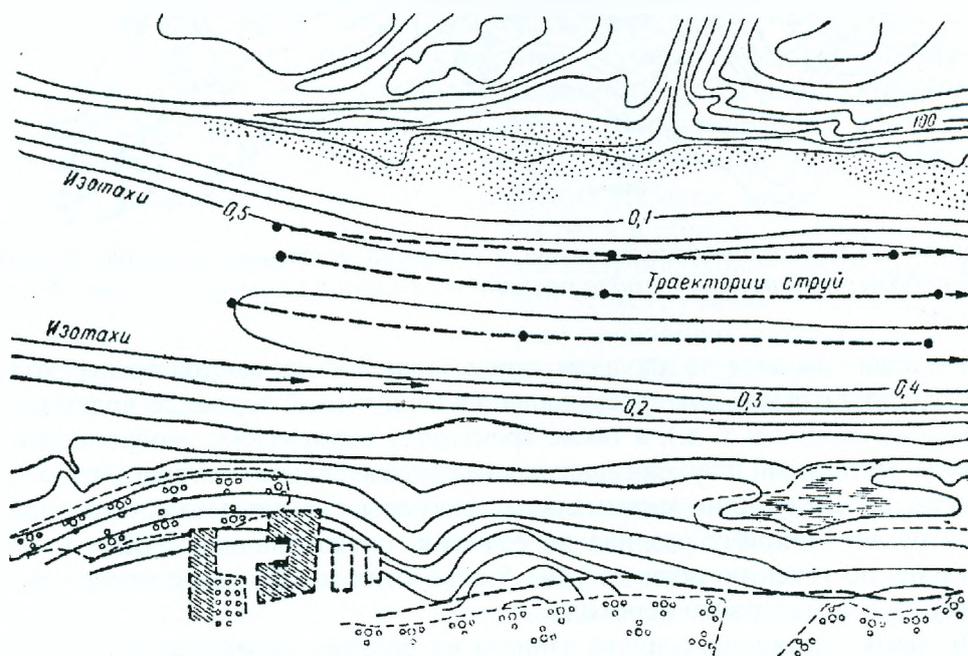


Рис. 11.2. Дешифрованный план места перехода

Генеральный план по каждому варианту перехода снимают на всю ширину разлива реки до отметок, превышающих УВВ не менее чем на 1-2 м. Вдоль долины реки съемку про-

изводят вверх по течению от оси перехода на расстояние 1,0-1,5 ширины разлива, а вниз по течению – на 0,5-1,0 ширины разлива. В том случае, когда варианты мостового перехода расположены близко друг от друга, снимают общий генеральный план; верхняя его граница находится на расстоянии 1,5 ширины разлива от верхнего варианта, а нижняя граница – на расстоянии одной ширины разлива от нижнего варианта.

Масштаб съемки принимают: для больших рек 1:10000-1:25000, для средних рек 1:5000-1:10000 и для малых рек 1:1000.

На генеральный план наносят: трассу мостового перехода, гидрометрические и морфометрические створы, коренное русло в бровках, меженное русло, границы разлива реки при уровне высоких вод УВВ, рельеф, ситуацию местности (контуры застроек и границы кустарника, леса, болот, сельскохозяйственных угодий); урезы воды русла, действующих протоков, пойменных озер, староречий; буровые скважины, водомерные посты, постоянные и временные реперы, опорные триангуляционные и полигонометрические пункты. Отмечают места заторов льда, обвалов крутых берегов, гравийно-галечных отложений и песчаных скоплений. Указывают направление ветра в паводочный и навигационный периоды. Съемку генерального плана производят теодолитами-тахеометрами, реже – мензулами.

Пример оформления генерального плана мостового перехода представлен на рис. 11.3.

При наличии топографических карт масштаба 1:25000 и крупнее генеральный план может быть заменен выкопировкой из карты.

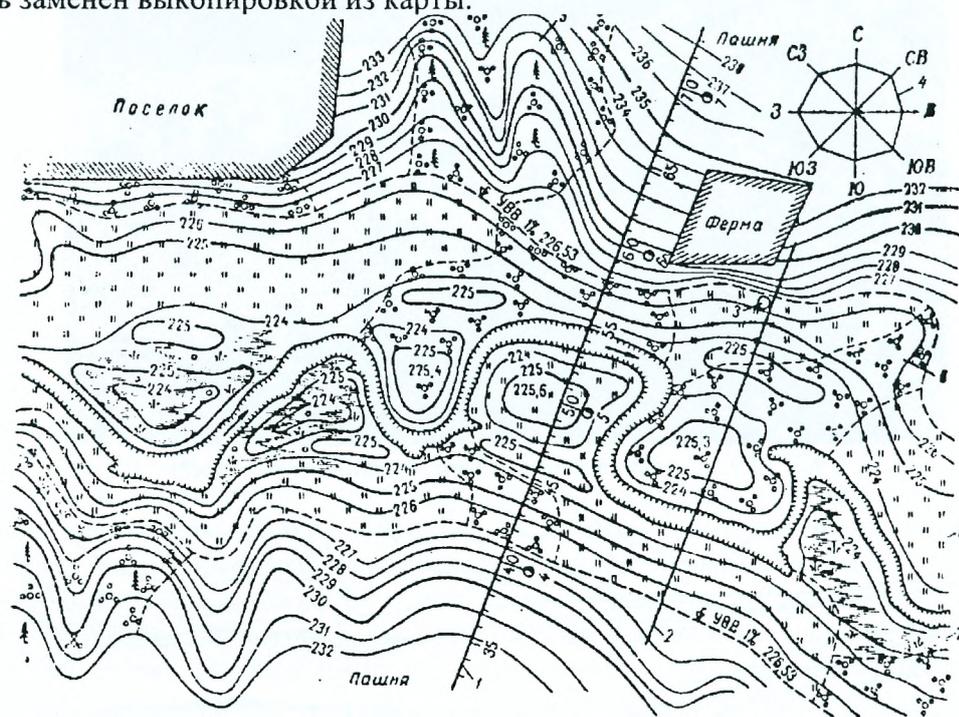


Рис. 11.3. Генеральный план мостового перехода: 1 – трасса мостового перехода; 2 – морфоствор; 3 – временный водомерный пост; 4 – роза расчетных скоростей ветра; 5 – лес; 6 – кустарник; 7 – болото; 8 – луг

Детальный план снимают на площади, прилегающей к оси мостового перехода. Эта площадь должна быть достаточной для проектирования сооружений перехода (подходных насыпей, регуляционных сооружений и т. д.), а также временных сооружений, необходимых для строительства перехода. Детальный план снимают для каждого варианта мостового перехода.

Рекомендуются следующие минимальные размеры съемки детального плана: поперек долины реки – на всю ширину разлива до отметок, превышающих УВВ не менее чем на 1-2 м; вверх и вниз по течению реки по 1,0-1,5 отверстия моста, но не менее чем по 100 м в каждую сторону от оси мостового перехода.

Масштаб съемки детального плана зависит от размера пересекаемого водотока и площади съемки. Обычно принимают следующие масштабы: для крупных рек 1:2000, средних – 1:1000, малых – 1:500. Масштаб 1:500 принимают также для съемки отдельных узлов регуляционных сооружений на переходах через средние и большие реки. Горизонтالي на деталь-

ном плане проводят через 1,0 или 0,5 м. Съёмку детального плана производят теодолитами-тахеометрами или мензулами. На каждом берегу реки устанавливают один или несколько деревянных или бетонных постоянных реперов, на которые переносят отметки от реперов государственного нивелирования.

На детальном плане мостового перехода показывают те же данные, что и на генеральном. Кроме того, показывают координатную сетку с величинами координат, пункты опорной плановой и высотной сети, горизонталы берегов, дна русла и протоков.

Для построения плана дна реки в горизонталях или изобатах производят подводную съёмку русла, староречий и протоков путем промеров глубин по створам с плановой привязкой их и нивелировкой урезов. Зимой промеры глубин выполняют со льда, а в остальное время года – с лодки.

На открытой воде при большой ширине потока применяют три способа производства подводной съёмки (рис. 11.4): по поперечникам, косыми галсами, продольными галсами.

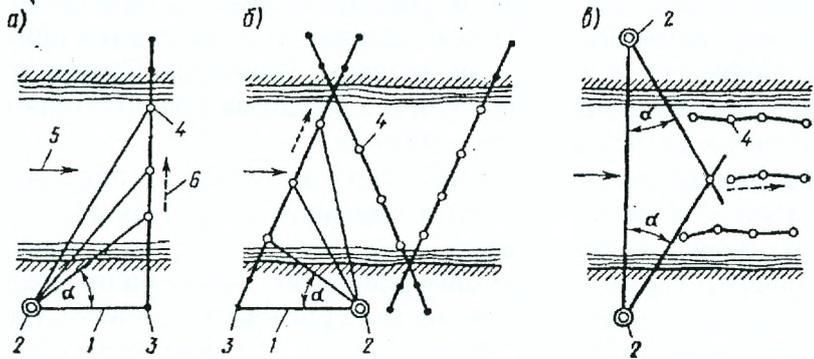


Рис. 11.4. Способы производства подводной съёмки: а – по поперечникам; б – косыми галсами; в – продольными галсами; 1 – базис; 2 – угломерный инструмент; 3 – веха; 4 – промерная точка; 5 – направление течения; б – направление движения лодки; α – угол засечки (должен быть не менее 30°)

Первый способ применяют при очень малых скоростях течения. Лодка перемещается по назначенному промерному створу; положение ее засекают теодолитом с постоянного пункта на берегу. Этот пункт выбирают с таким расчетом, чтобы угол между створом и направлением от лодки на теодолит был не менее 30° . Лодку устанавливают в створе по береговым вехам.

Второй способ применяют при средних скоростях течения. Лодка перемещается по косым по отношению к фарватеру реки направлениям, которые фиксируются с помощью береговых вех.

Третий способ применяют при значительных глубинах и скоростях течения. Положение лодки засекается двумя теодолитами, установленными на разных берегах. Расстояние между промерными точками не должно превышать $1/10$ ширины русла.

Для производства подводной съёмки на крупных реках целесообразно использовать эхолоты, которые действуют по принципу измерения времени, необходимого для прохождения ультразвукового импульса от прибора до дна реки и обратно. Наиболее широкое применение в практике изысканий мостовых переходов получил эхолот «Язь», который позволяет измерять глубины в диапазоне от 1 до 160 м (при этом глубины менее 1 м измеряют наметкой). Эхолот «Язь» снабжен самописцем, который производит радиальную запись измеряемых глубин на электротермическую бумажную ленту. При производстве промерных работ судно перемещается со скоростью до 12 км/ч. Положение точек промера в плане определяют с помощью специального дальномера.

Глубины измеряют по поперечникам, расстояние между которыми принимают равным $1/8-1/5$ ширины реки. Поперечники закрепляют вехами, установленными на берегах реки. Если длина поперечника превышает 200 м, то на нем через каждые 50-60 м намечают промежуточные точки, в которых устанавливают плавучие буйки, закрепленные с помощью якорей.

Кроме съёмки генеральных и детальных планов, в состав топографо-геодезических работ на мостовых переходах входит разбивка вариантов трассы дороги на переходе, а также разбивка гидрометрических и морфометрических створов. Профили указанных створов вычерчивают отдельно. Положение их привязывают к полигону, который служил основой для съёмки плана.

В тех случаях, когда собранные в подготовительный период материалы разновременных съемок данного участка реки свидетельствуют об интенсивном русловом процессе, производят съемки русла для оценки естественных русловых деформаций.

При наличии ленточно-грядового типа руслового процесса русло снимают в горизонталях или изобатах на участке длиной, равной трем шагам ленточной гряды. Съемку производят непосредственно после спада паводка, т.е. в тот период, когда гряды имеют наибольшую высоту.

В случае побочного типа руслового процесса русло снимают в горизонталях или изобатах на участке длиной, равной четырем шагам побочия. Съемку производят по окончании паводка для установления наибольших глубин, которые образуются в плесовых ложинах во время прохождения паводка. Минимальные отметки перекатов определяют в конце меженного периода. Съемка должна охватить бровки коренного русла, побочия и спрямляющие рукава между отторженными побочиями и коренным берегом. На основании материалов съемки устанавливают наибольшую величину периодического расширения русла.

При наличии ограниченного меандрирования снимают в горизонталях излучины русла и прилегающие к ним пойменные массивы. Ширину участка съемки принимают равной ширине пояса меандрирования, а длину – двум шагам излучины. Съемку производят на спаде паводка для установления наибольших глубин в плесовых ложинах. Минимальные отметки, перекатов определяют в конце меженного периода.

В случае свободного меандрирования съемку выполняют в пределах излучины, пересекаемой трассой мостового перехода, и двух смежных с ней излучин – верховой и низовой. Съемку производят по окончании паводка.

При незавершенном меандрировании производят съемку на протоке, спрямляющем излучину. Объем и характер съемки зависят от типа руслового процесса, происходящего в данный момент в спрямляющем протоке. Недоразвитая излучина, пересекаемая трассой мостового перехода, и смежные с ней излучины (верховая и низовая) снимаются так же, как и при свободном меандрировании.

В случае русловой многорукавности, которая характеризуется наличием устойчивых островов, измеряют глубины по фарватеру каждого рукава на всей его длине.

На реках с блуждающим руслом снимают во время паводка живые сечения в трех створах: по оси мостового перехода, а также выше и ниже по течению на расстояниях от створа перехода, равных половине ширины зоны блуждания. На каждом створе производят не менее десяти промеров за период прохождения паводка.

При съемке детальных планов и русел особое внимание должно быть уделено определению ширины русла между бровками. На плане обязательно должны быть показаны линии бровок русла на обоих берегах. Как правило, бровки русла не совпадают с урезами межени, так как русло в бровках шире меженного потока. Правильное определение ширины русла очень важно при назначении и расчете отверстия моста.

В период предпостроечных изысканий производят дополнительные съемочные работы. Они необходимы тогда, когда с момента производства предыдущих (подробных) изысканий в профиле реки или в плане расположения русла произошли значительные изменения, требующие своего отражения в рабочих чертежах.

Камеральную обработку материалов топографо-геодезических работ производят в основном в проектных организациях. В полевых условиях обрабатывают лишь необходимый минимум материалов, а именно: плановую и высотную увязку всех пунктов опорной сети, нанесение на планы вариантов трассы мостового перехода и промерных створов, оформление полевых журналов.

11.4. Инженерно-геологические обследования

Инженерно-геологические обследования, проводимые при изысканиях мостового перехода, преследуют цель получить следующие материалы: сведения об условиях залегания и свойствах грунтов как оснований различных сооружений мостового перехода; сравнительную инженерно-геологическую характеристику долины реки в районе возможных вариантов мостового перехода; данные об инженерно-геологических условиях сооружения оснований и фундаментов опор моста; сведения об аллювиальных отложениях реки и о крупности нано-

сов, влекомых по дну во время паводков; сведения о пригодности пойменных грунтов в качестве строительного материала для возведения подходных насыпей и регулиционных сооружений; данные о наличии в районе мостового перехода карьеров естественных строительных материалов (камня, гравия, песка).

Инженерно-геологические обследования выполняют в объемах, позволяющих производить технико-экономическое сравнение вариантов мостового перехода и разработку проектных решений по выбранному варианту. Объем и содержание обследований зависят от сложности инженерно-геологических условий данного района, стадии проектирования, этапа изысканий и размеров проектируемого моста.

Инженерно-геологические обследования на стадии технического проекта мостового перехода производят в два этапа. Первый этап осуществляют при выборе варианта мостового перехода, а второй – при изысканиях по выбранному направлению.

Основные задачи инженерно-геологических обследований на первом этапе заключаются в изучении геологического строения речной долины, гидрогеологических условий данного района, физико-геологических процессов, происходящих на участках вариантов мостового перехода, и в поисках месторождений местных строительных материалов и грунтов для строительства.

Для решения этих задач проводят инженерно-геологические съемки, геофизические исследования и разведочные работы.

В качестве топографической основы для проведения инженерно-геологических съемок используют аэрофотоснимки, карты масштабов 1:10000-1:25 000, а также планы, которые составляют изыскатели в результате выполнения топографо-геодезических работ. Ширина полосы инженерно-геологической съемки определяется геологическими условиями перехода. Для каждого варианта трассы перехода она должна составлять не менее 300 м вверх по течению от оси мостового перехода и не менее 200 м вниз. Полоса съемки должна захватывать участки расположения регулиционных и защитных сооружений, подходы (насыпи и выемки) к проектируемому мосту, а также площади срезки. Если на участке перехода имеют место неблагоприятные русловые, береговые и склоновые явления, то масштаб съемки принимают равным 1:1000-1:2000. При отсутствии указанных неблагоприятных явлений съемку производят в масштабе 1:5000-1:10 000.

В процессе инженерно-геологических обследований ведут полевой журнал, в котором дается описание характерных геологических признаков, и составляются схематические инженерно-геологические планы мостового перехода. Подробно описываются следующие элементы речной долины: русло реки, его ширина, очертание в плане; поймы, их ширина, заболоченность, наличие озер и староречий, характер растительности; надпойменные террасы; их высота, рельеф, характер растительности. Указывается наличие размывов берегов, оползней, обвалов, скальных обнажений, карстовых провалов. Отмечается выход на поверхность грунтовых вод.

Задачами геофизических исследований являются: расчленение отдельных геоморфологических элементов долины на участки с различными инженерно-геологическими условиями, определение состава и мощности аллювия, определение положения уровня грунтовых вод, оконтуривание площади месторождений строительных материалов, необходимых для строительства мостового перехода.

Указанные задачи решают с помощью электроразведки. Это такой способ исследования геологического строения земной коры, который основан на изучении явлений протекания электрического тока в земле. Как известно, распределение электрического поля в земной коре зависит от взаимного расположения и электрических свойств горных пород. К электрическим свойствам горных пород относят: удельное сопротивление тока ρ , диэлектрическую постоянную ϵ и магнитную проницаемость μ .

Из всех методов электроразведки наиболее широкое применение в практике инженерно-геологических изысканий получил метод сопротивлений. Сущность этого метода заключается в следующем: через грунты пропускают постоянный электрический ток, а на поверхности земли измеряют сопротивление изучаемых грунтов; по найденной величине сопротивления можно, не вскрывая грунтовых напластований, установить, какая порода и на какой глубине залегает (рис. 11.5).

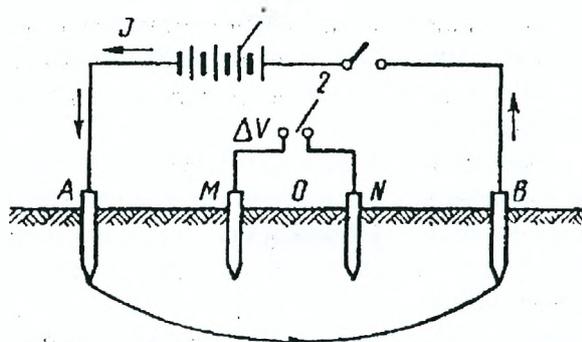


Рис. 11.5. Схема установки для производства электроразведочных работ по методу сопротивлений: A и B – питающие электроды; M и N – измерительные электроды; 1 – батарея; 2 – измеритель напряжения

На рисунке 11.6 показан геоэлектрический разрез по створу мостового перехода.

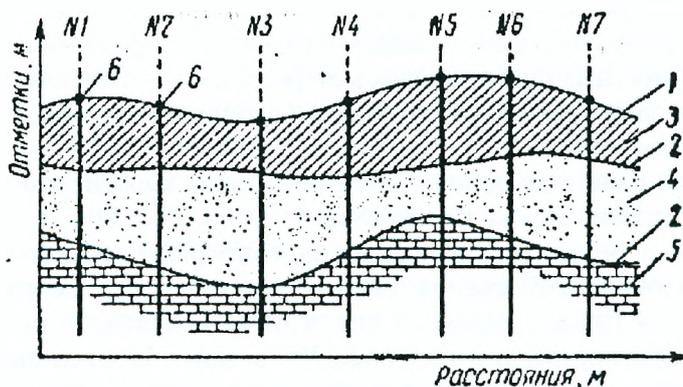


Рис. 11.6. Геоэлектрический разрез: 1 – профильная линия поверхности земли; 2 – разделительная линия; 3 – тяжелый суглинок; 4 – песок; 5 – известняк; 6 – точки, в которых производилось вертикальное электрическое зондирование

Достаточно широкое распространение имеют сегодня методы статического и динамического зондирования.

Однако ни электроразведка, ни зондирование не являются исчерпывающими методами обследования. Они не могут полностью заменить буровые работы. Результаты электроразведки используют для целенаправленного размещения буровых скважин и более обоснованного определения глубины бурения на отдельных участках мостового перехода.

Основным видом разведочных работ на мостовых переходах является бурение. При наличии благоприятных геологических условий на каждом берегу русла реки закладывают одну скважину. В русле реки для среднего моста закладывают одну-две скважины; для большого моста их закладывают не реже чем через 100 м, но не менее двух. В песчаных и глинистых грунтах глубина скважин принимается не менее 15 м, в крупнообломочных и полускальных породах – не менее 10 м, в скальных породах – не менее 5 м. В русле глубина скважины считается от дна реки. При неблагоприятных геологических условиях количество скважин по оси мостового перехода увеличивается.

Способ бурения зависит от типа грунта (породы). При небольшом объеме буровых работ бурение можно вести ручным способом, а при значительных объемах работ и больших глубинах скважин – механическим способом.

Инженерно-геологические обследования пойменных участков мостового перехода осуществляют шурфованием или заложением скважин глубиной 4-6 м.

На рис. 11.7 показан геологический разрез речной долины, полученный в результате проведенных инженерно-геологических обследований.

Из буровых скважин отбирают образцы грунтов для лабораторных исследований из каждого слоя, но не реже чем через 2 м по глубине, а в пределах возможной глубины размыва – через 1 м.

Для всех вариантов мостового перехода проводят химический анализ подземных и русловых вод с целью определения агрессивности воды по отношению к бетону.

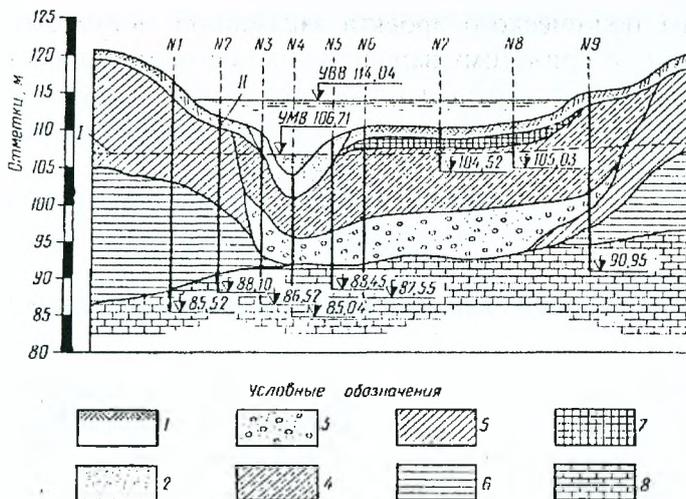


Рис. 11.7. Геологический разрез речной долины: I – уровень грунтовых вод; II – буровые скважины; 1 – почвенно-растительный слой; 2 – песок крупнозернистый; 3 – песок гравелистый; 4 – суглинок пылеватый; 5 – суглинок тяжелый; 6 – глина; 7 – торф; 8 – известняк

Для выяснения возможности обеспечения строительства мостового перехода местными строительными материалами собирают и изучают данные по существующим карьерам. При отсутствии карьеров ведут разведочные работы местных строительных материалов. На основании результатов этих работ составляют карту размещения месторождений строительных материалов.

Инженерно-геологические изыскания на втором этапе, осуществляемом по выбранному направлению трассы мостового перехода, производят с целью получения материалов, необходимых для назначения отверстия моста и разработки схемы и конструкции моста, подходов к нему, регуляционных и защитных сооружений, а также с целью обеспечения строительства мостового перехода местными строительными материалами.

Объем буровых работ (количество скважин) в месте расположения моста назначают в соответствии с данными, приведенными в табл. 11.1, в зависимости от намечаемой длины моста и инженерно-геологических условий. Так как во время изысканий трудно точно назначить длину моста, то протяженность участка бурения принимают с учетом коэффициента 1,3.

Количество скважин в месте расположения моста

Таблица 11.1

Длина моста (с учетом коэффициента 1,3), м	Инженерно-геологические условия	
	простые	сложные
25-100	3-5	5-7
100-200	5-7	7-9

В тех случаях, когда длина моста превышает 200 м, объем буровых работ определяют по специальной программе.

На втором этапе должна быть определена крупность наносов, влекомых по дну во время паводков. Если в этот период производят гидрометрические работы, то со дна русла берут пробы грунта. При морфометрических обследованиях сведения о наносах получают на основании материалов наблюдений, которые проводят на постоянных водомерных постах организации Гидрометеослужбы.

Инженерно-геологические обследования, проводимые на стадии составления рабочих чертежей, преследуют следующие цели:

- детальное изучение геологических и гидрогеологических условий у каждой мостовой опоры и у других сооружений мостового перехода;
- установление характеристик грунтов, которые участвуют в работе оснований сооружения;
- детальное обследование неблагоприятных физико-геологических явлений и процессов, воздействующих на отдельные сооружения мостового перехода;
- доразведку месторождений местных строительных материалов.

После экспертизы технического проекта заказчиком могут быть внесены некоторые изменения в схему моста по принятому варианту и в положение проектной линии, может даже измениться местоположение мостового перехода. В таких случаях состав и объем инженерно-геологических обследований расширяется в зависимости от степени изученности нового участка и его инженерно-геологической сложности.

К основным видам инженерно-геологических изысканий, проводимых на этой стадии, относят: бурение или шурфование, лабораторные исследования грунтов и воды, камеральную обработку материалов.

Количество скважин под каждую опору моста

Таблица 11.2

Размеры фундамента по длинной стороне, м	Инженерно-геологические условия	
	простые	сложные
Менее 15	1	2
Более 15	1-2	2-4

Объем буровых работ (количество скважин) под каждую опору моста устанавливают в зависимости от размеров фундамента и сложности инженерно-геологических условий (табл. 11.2).

На рис. 11.8 приведен макет инженерно-геологической карты по участку мостового перехода.

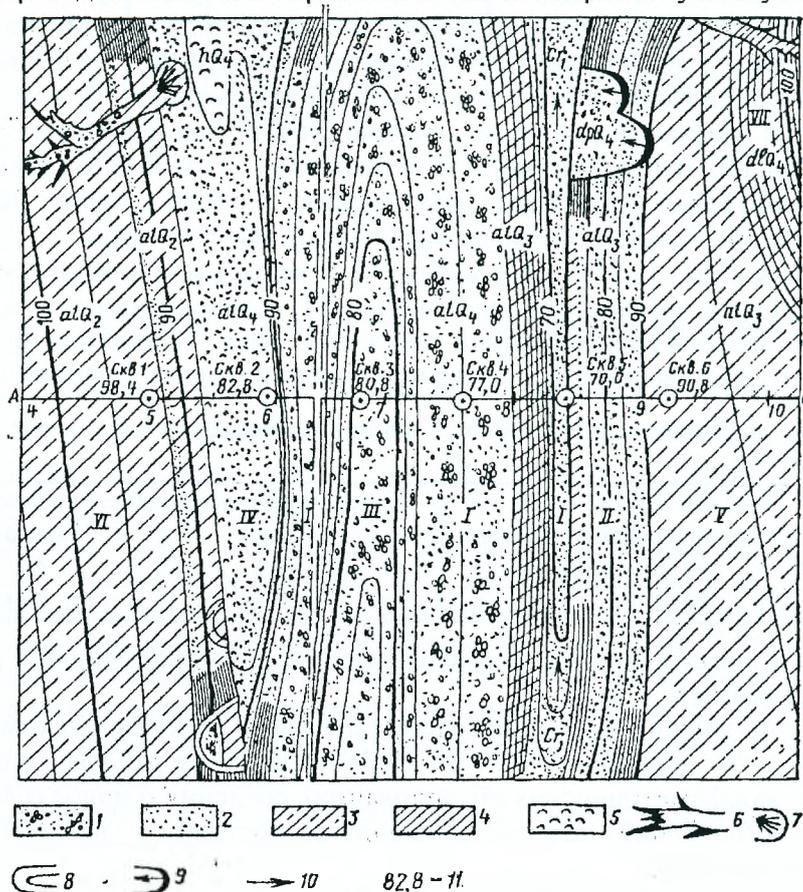


Рис. 11.8. Макет инженерно-геологической карты масштаба 1:2000 по участку мостового перехода: I – русло реки; II – бечевник; III – осередок; IV – пойма; V – вторая надпойменная терраса; VI – третья надпойменная терраса; VII – коренной склон правого берега долины; hQ_4 – отложения болот; dpQ_4 – оползневые массы; alQ_4 – современный аллювий; dlQ_4 – современный делювий; alQ_3 – аллювий второй надпойменной террасы; alQ_2 – аллювий третьей надпойменной террасы; Cr_1 – отложения меловой системы; А-Б – трасса линии (цифры – пикетаж, кружочки – скважины); 1 – гравий и гравелистый песок; 2 – песок; 3 – суглинок; 4 – глина; 5 – торф (болото); 6 – действующий овраг; 7 – конус выноса оврага; 8 – подмывы берегов и сльивы; 9 – оползни; 10 – размыв дна русла; 11 – отметка устья скважины

11.5. Морфометрические работы

Морфометрические работы представляют собой такой вид инженерно-гидрологических обследований, который не предусматривает наблюдений за проходом высоких вод во время паводка. Эти работы обычно выполняют на реках, хорошо изученных в гидрологическом отношении, т. е. на реках, где на существующей сети постоянных водомерных постов систематически ведутся гидрометрические наблюдения. Материалы этих наблюдений достаточно полно характеризуют режим реки во время паводка.

В связи с тем, что гидрологическая изученность рек непрерывно возрастает, морфометрические обследования приобретают с каждым годом все большее значение, а гидрометрические работы имеют тенденцию к сокращению.

Морфометрические работы включают в себя установление характерных уровней воды, построение продольного профиля реки, выбор и съемку морфостворов, определение типа руслового процесса, а также изучение ледового режима реки.

Сроки проведения изысканий автомобильных дорог часто не совпадают со сроками прохождения высоких паводков на пересекаемых реках, поэтому морфометрический способ получения гидрологических характеристик данной реки имеет широкое распространение. Морфометрическое обследование не требует трудоемких наблюдений и связанных с ними больших затрат. Они в сочетании с подробными сведениями о гидрологическом режиме реки, полученными в подготовительный период, в большинстве случаев могут дать достаточный материал для обоснованного проектирования мостового перехода.

При производстве изысканий мостового перехода в период прохождения небольших паводков, кроме морфометрических работ, целесообразно проводить и гидрометрические наблюдения с целью получения натуральных значений расходов, скоростей течения, продольных уклонов водной поверхности и коэффициентов шероховатости.

Установление характерных уровней. Наиболее надежным источником получения сведений о характерных уровнях являются данные наблюдений Гидрометеослужбы на многолетних водомерных постах, расположенных вблизи проектируемого мостового перехода.

На указанных водомерных постах устанавливают отметки и даты наблюдения самых высоких и низких, ранних и поздних уровней ледостава, первой подвижки льда, весеннего ледохода, пика паводка, межени, осеннего или зимнего ледохода. Характерные уровни из створа водомерного поста в створ мостового перехода переносят способами, которые мы рассмотрели ранее.

Независимо от наличия вблизи проектируемого мостового перехода водомерных постов в районе перехода устанавливают отметки следующих характерных уровней воды, которые необходимо знать для проектирования мостового перехода: уровня высоких вод УВВ, высокого ледохода УВЛ, высокой подвижки льда УВПЛ, низкой подвижки льда УНПЛ, средней межени УСМ, низкой межени УНМ.

Отметки указанных уровней определяют по аналогии, путем опроса старожилов, по меткам и местным признакам, по литературным и архивным материалам.

Построение продольного профиля реки. Продольный профиль реки в месте перехода снимают для определения продольных уклонов свободной поверхности потока и построения продольного профиля дна и берегов русла. Отметки, необходимые для построения линии дна и берега коренного русла, определяют в процессе производства топографо-геодезических работ. Продольный профиль снимают по урезу воды в русле на момент производства работ. При этом измеряют глубины по фарватеру в наиболее характерных точках дна (в плесовых ложинах, на гребнях перекатов и т. д.).

Протяженность съемки продольного профиля зависит от конкретных местных условий. В том случае, когда режим реки не нарушен различными гидротехническими сооружениями, протяженность съемки принимают равной длине участка реки на генеральном плане мостового перехода. При этом рекомендуется соблюдать следующие условия: протяженность съемки должна быть не менее суммарной длины одного плеса и одного переката – для больших рек; не менее суммарной длины двух плесов и двух перекатов – для средних рек и не менее суммарной длины трех – пяти плесов и перекатов для малых рек.

При съемке продольного профиля реки используют имеющуюся картографическую основу (фотопланы и карты масштаба не мельче 1:25000).

Продольный профиль снимают нивелированием, расстояния между точками урезов воды определяют дальномером.

На период съемки продольного профиля открывают временные водомерные посты. При нивелировании урезов воды засекают время. Отметки урезов воды приводят к одному моменту времени путем введения поправок по наблюдениям на водомерном посту.

Установленные на местности отметки УВВ за различные годы указывают на продольном профиле. После этого производят построение линий свободной поверхности и определение продольных уклонов потока при УВВ.

На рис. 11.9 показан пример оформления продольного профиля реки.

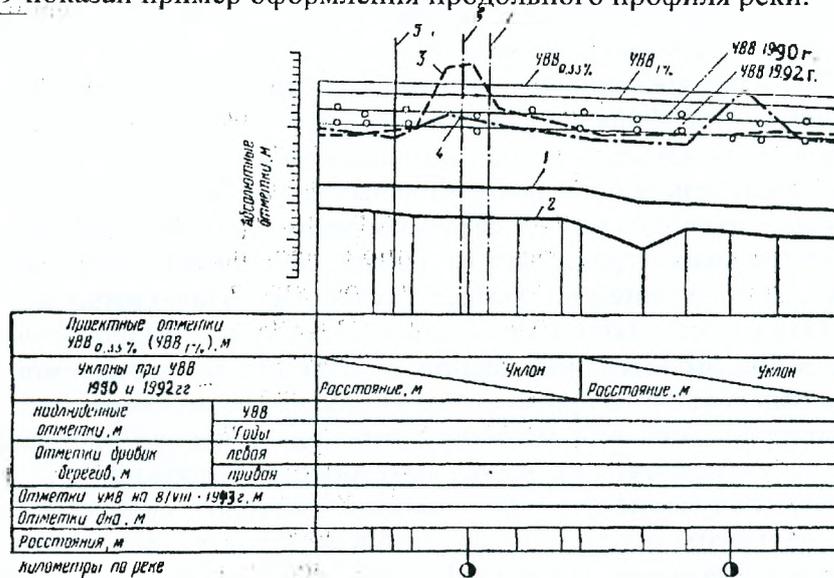


Рис. 11.9. Схема продольного профиля реки: 1 – линия УВВ в момент наблюдений; 2 – линия дна; 3 – линия бровки левого берега реки; 4 – линия бровки правого берега реки; 5 – створ мостового перехода; 6 – морфоствор; 7 – створ временного водомерного поста (кружочками показаны установленные на местности отметки УВВ)

Выбор и съемка морфостворов. Морфостворы разбивают для построения профилей поперечных сечений реки, определения расходов воды и установления распределения расхода между русловой и пойменными частями потока.

Предварительно морфостворы намечают на генеральном плане мостового перехода. Морфостворы должны располагаться нормально к направлению течения в реке при высоких водах для того, чтобы поперечное сечение реки по морфоствору можно было принимать за живое сечение потока. В связи с указанным, на участках реки, где направления течения в русле и на пойме не совпадают, морфоствор в плане может быть ломаным.

Расположение морфостворов в плане зависит и от типа руслового процесса. Например, при ленточно-грядовом и побочном типах морфостворы назначают так, чтобы они были перпендикулярны не только к общему направлению потока, но и к бровкам русла. На реках со свободным меандрированием морфостворы назначают в наиболее узких местах поймы с наименьшим числом стариц и протоков. На реках с блуждающим руслом морфостворы располагают в таких местах, где зона блуждания имеет минимальную ширину.

Морфоствор, предназначенный для определения расходов воды по предварительно установленным уровням, выбирают на прямолинейном участке русла реки в тех местах, где поймы имеют наименьшую ширину и направление течения при высоких водах совпадает с направлением главного русла. Этот морфоствор разбивают на участке русла с однообразным уклоном при УВВ.

Морфоствор, предназначенный для установления распределения расхода воды между русловой и пойменными частями потока, располагают непосредственно выше трассы мостового перехода.

Разбивку и съемку морфостворов на местности производят с помощью теодолитов-тахеометров; при этом расстояния определяют по дальномеру, а превышения – по углу наклона. В тех местах, где морфостворы пересекают меженное русло реки, протоки, староречья и озера,

определяют отметки урезов воды и измеряют глубины. Все морфостворы привязывают к продольному профилю реки. Границами морфостворов являются отметки земли, превышающие УВВ на 1-2 м для уровней весенних половодий и на 2-3 м – для ливневых паводков.

Морфологическими характеристиками створа являются: распределение глубин воды по его ширине; сопротивление движению воды в различных частях створа (в русле, на поймах, в протоках и т. д.), которое оценивается коэффициентами шероховатости. В связи с этим, при разбивке морфоствора следует не только снять профиль дна и берегов, но и произвести съемку ситуации местности не менее чем по 100 м в каждую сторону от морфоствора и дать описание ситуационных и морфологических признаков русла и пойм на прилегающем к створу участке рек. К этим признакам относят:

- наличие на пойме протоков, староречий и озер, спрямляющих течений, прорывов перешейков речных излучин;
- характер растительности по морфоствору, выше и ниже его (трава, кустарник, лес, их густота и высота);
- наличие на пойме различных построек и сооружений; характеристика грунтов в русле реки и на незадернованных участках поймы.

На основании указанных признаков устанавливают значения коэффициентов шероховатости для различных частей морфоствора, что позволяет рассчитывать скорости течения и расходы воды в отдельных частях морфоствора.

На рис. 11.10 показан пример оформления морфоствора.

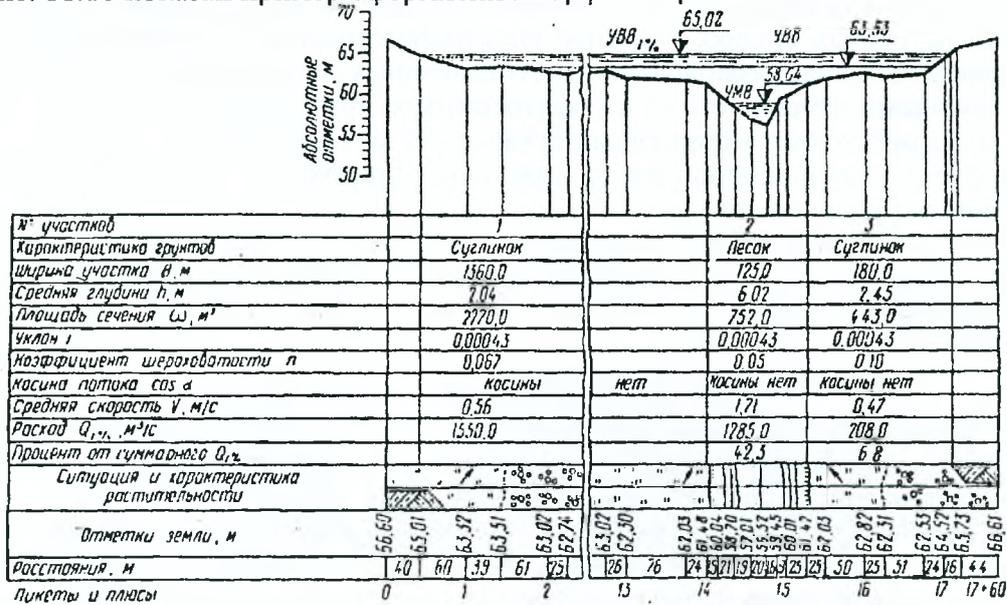


Рис. 11.10. Профиль морфоствора

На больших реках в процессе проведения морфометрических следований рекомендуются два-три раза определять скорости течения в русле поплавками или вертушкой. Определение скоростей следует сопровождать измерением продольных уклонов по урезным кольям. Это даст возможность получить начальную точку для построения кривой расходов $Q=f(z)$, а также уточнить величины коэффициентов шероховатости, назначенные визуально.

На всех морфостворах берут пробы для определения гранулометрического состава руслового аллювия и по возможности устанавливают крупность наносов, влекомых по дну во время паводка

Определение типа руслового процесса. Для получения сведений о деформациях русел приходится собирать материалы, которые имеются в различных организациях, связанных с использованием данной реки. Если река судоходная, то нужные сведения можно получить в бассейновых управлениях и в технических участках водного пути. Большую помощь проектировщикам оказывают картографические и аэрофотосъемочные материалы.

Крупномасштабные карты и аэрофотоснимки позволяют установить тип руслового процесса на участке мостового перехода и дать качественный прогноз возможных русловых деформаций в будущем.

Во время изысканий мостового перехода рекомендуется производить опрос старожилов, живущих в прибрежных районах (рыбаков, бакенщиков, паромщиков). Старожилы могут дать полезные сведения о характере русловых деформаций на данном участке реки, например, о развитии излучин и отделении их от русла, о перемещении побочней, образовании протоков и т. д.

Для опознавания ленточно-грядового типа руслового процесса по аэрофотоснимкам, крупномасштабным картам и в натуре могут служить следующие отличительные признаки: повороты русла совпадают с поворотами долины; берега устойчивые (они хорошо задренованы и не имеют следов подмыва); дно песчаное, в меженный период отчетливо просвечивают крупные гряды наносов; поймы небольшие, ровные, на них отсутствуют протоки и староречья; на аэрофотоснимках хорошо заметны крупные гряды наносов в русле.

Характерные признаки побочневого типа руслового процесса: извилистое меженное русло, расположенное в менее извилистых коренных берегах; наличие расположенных в шахматном порядке побочней, обсыхающих в меженный период. В тех случаях, когда побочневый тип руслового процесса сопровождается периодическим расширением русла, отличительными признаками его являются также обрывистые подмываемые берега русла и прошедшие отчленения побочней, оставляющие следы в виде слабоизогнутых или прямолинейных староречий на поймах.

При ограниченном меандрировании русло реки на аэрофотоснимках и крупномасштабных картах изображается в виде пологой синусоиды, при свободном – в виде различно изогнутых петель неправильной формы; на поймах имеется большое количество серповидных стариц.

Незавершенное меандрирование в натуре опознают по наличию спрямляющих протоков, находящихся на разных стадиях развития. На аэрофотоснимках и крупномасштабных картах русло изображается в виде различных петель, соединенных действующими протоками.

Русловую многорукавность на аэрофотоснимках, крупномасштабных картах и в натуре опознают по наличию ярко выраженных рукавов русла, расположенных между островами, а блуждание русла – по наличию сильно изрезанной протоками и лишенной растительности широкой зоны отложений наносов.

Пойменную многорукавность опознают в натуре и с помощью картографических материалов по широкой пойме и руслу, разбитому на ряд действующих в меженный период рукавов; между рукавами находятся устойчивые острова, которые представляют собой отдельные участки поймы.

11.6. Изучение ледового режима

При составлении программы изысканий необходимо обратить особое внимание на изучение ледового режима водотоков, поскольку размеры отверстий водопропускных сооружений и их конструктивные особенности на многих реках зависят от их зимнего режима. Зимний режим рек характеризуется тремя периодами: ледообразование, зимний ледостав и весеннее вскрытие. В период ледообразования происходит осенний ледоход и образование устойчивого ледяного покрова, в период ледостава – нарастание толщины ледяного и снегового покрова, образование торосов, наледообразование промерзание некоторых рек до дна. В период вскрытия начинаются процессы разрушения поверхности ледяного покрова, весенний ледоход, заторы и очищение водной поверхности ото льда.

При изучении ледового режима выявляют особенности и изменения процессов возникновения, развития и разрушения ледяных образований на реках и других водных преградах, пересекаемых дорогой, от которых зависит устойчивость и размеры сооружений на проектируемых переходах.

Для устройства паромных и ледяных переправ, а также низководных мостов наблюдения должны характеризовать все периоды зимнего режима рек; для мостовых переходов – периоды зимнего ледостава и весеннего вскрытия.

Методы работ по изучению ледового режима зависят от наличия исходных данных по ледовому режиму, типа перехода, района изысканий, сроков работ. В зависимости от этого находят применение метод прямой аналогии, географической интерполяции, полевого обследования в периоды ледообразования и ледостава, гидрометрические наблюдения в период вскрытия.

Задачей изучения ледового режима является получение данных по характеристикам зимнего режима реки, необходимых для расчетов и проектирования сооружений переходов.

В результате изучения ледовых явлений необходимо иметь характеристику условий образования и движения льда в районе перехода, сроки появления отдельных ледообразова-

ний, их местоположение, размеры и формы в различные периоды ледохода, характеристику ледяного покрова, наличие и места заторов, их мощность и влияние на уровенный режим реки, уровни ледохода и образования ледяного покрова.

Эти сведения получают в период изысканий с привлечением данных близлежащих водпостов, материалов прошлых изысканий, путем опросов старожилов.

В период ледостава необходимы наблюдения за толщиной льда и шуги, высотой торосов, причин образования, размеров и местонахождения наледей, донного льда, а также исследования прочности льда. Эти данные могут быть получены путем обследования в зимний период с использованием метода аналогии по данным ближайшего водпоста, методов географической интерполяции некоторых метеорологических величин, а также данных опроса старожилов.

Толщину льда определяют по промерам на створах выше и ниже перехода на расстоянии не менее 0,5 км в каждую сторону. По каждому створу необходимы промеры по середине реки и у берегов. Промеры толщины льда необходимо производить также в местах, где могут произойти изменения мощности ледяного покрова: на перекатах и плесах, в местах сужений и расширений русел, зажоров и заторов, на участках скопления торосов и т. п. Обследованию подлежат пойменные озера, староречья, которые могут быть источником поступления льда в период весеннего ледохода.

Толщина льда имеет максимальную величину к началу снеготаяния, а к весеннему ледоходу она составляет 70-80% годового максимума. В водоемах толщина льда может быть на 15-20% больше, чем на реках.

Данные полевых обследований необходимо дополнять путем опроса местных жителей, а также привлечением данных близлежащих водопостов.

Для расчетов опор моста используют максимальную толщину льда при первой подвижке, а при ее отсутствии принимают наибольшие толщины льда к началу ледохода.

На реках с небольшим зимним стоком наблюдается промерзание русла реки до дна и проход весеннего паводка по донному льду. При полевых обследованиях необходимо установить часть живого сечения, которая занята льдом. Для этого необходимо промерить толщину льда по всей ширине русла, занятой льдом, и нанести верхнюю границу льда на расчетный створ перехода. Морфометрические расчеты производят в этих случаях с учетом занятости части русла льдом.

В период ледостава выявляют местоположение и условия образования наледей в районе перехода, а также возможность их влияния на мостовой переход в период строительства и эксплуатации. В состав полевых работ входит съемка контуров наледи с привязкой к плану перехода, измерение размеров наледи, описание причины возникновения и изменений наледи в период наблюдений. Обследование наледей производят в пределах съемки ситуационного плана перехода, но не менее чем на 1 км выше и 0,5 км ниже створа перехода.

При выборе вариантов мостового перехода преимущество отдается варианту, находящемуся вне влияния наледей.

В период вскрытия рек изучают условия образования и размеры ледохода, определяют причины и места образования заторов льда, их влияние на уровенный режим, сроки и продолжительность ледовых процессов, а также условия пропуска ледохода через створ мостового перехода.

В состав работ, проводимых в период весеннего вскрытия рек дополнительно к гидрометрическим работам, входит установление:

- дат появления воды на поверхности льда и ее уход под лед, образование закраин, промоин и трещин на льду;
- времени прекращения движения по льду транспорта и людей;
- начала и конца подвижек льда, и их размеры по нескольким створам;
- начала и конца ледохода, его интенсивность, размеры наибольших льдин и скорость их движения;
- траекторий движения льдин и корчехода во время ледохода;
- местоположения и размеров заторов и навалов льда, а также даты их образования и разрушения.

Ледоход обычно сопровождается резким подъемом уровней воды, поэтому наблюдения следует назначать как можно чаще, чтобы не пропустить максимальных уровней ледохода и паводья. В этих случаях желательно поддерживать связь с близлежащими наблюдательными

постами. Необходимо организовать также одновременные наблюдения на створе перехода и водпосту. Наблюдения за уровнями начинают за одну-две недели до предполагаемого вскрытия реки. Наиболее характерные моменты ледового режима желательно фотографировать.

По результатам наблюдений составляют пояснительную записку с описанием произведенных работ и характеристикой зимнего режима реки.

После выполнения полевых работ производится обработка материалов наблюдений и их анализ с целью установления расчетных гидрометеорологических характеристик для проектирования переходов.

11.7. Инженерно-геологические работы при составлении технико-экономического обоснования

Инженерно-геологические условия больших мостовых переходов являются элементами технико-экономического сравнения и могут влиять на выбор направления дороги. Оптимальным будет участок долины реки с благоприятными инженерно-геологическими условиями, где залегают:

горизонтальные, четко разделяемые слои (рис. 11.1, а), содержащие грунты, однородные по литологическому (петрографическому) составу, сложенности, состоянию и свойствам в пределах слоя;

пласты скальных и полускальных пород равномерно трещиноватых и выветрелых в пределах пласта, имеющие падение, а также уклон поверхности под дном долины, не превышающие 15° ;

массивы магматических или метаморфических пород одного петрографического состава, не трещиноватые или с равномерно развитой трещиноватостью и выветрелостью;

и где отсутствуют:

слабые, просадочные, песчано-глинистые вечномерзлые грунты, подземные льды, каменная соль, гипс, ангидрит, соле- и гипсоносные породы, закарстованные известняки, мел, мергель и доломит (рис. 11.2);

неблагоприятные склоновые, поименные и русловые процессы (оползни, осыпи, курумы, обвалы, суффозия, эрозия данная и боковая, заболачивание, засоление и др. см. рис. 11.2), напорные воды;

тектонические разрывы (см. рис. 11.1, д, е, ж,) переломы продольного профиля долины реки (рис. 11.3), связанные с неотектоническими движениями в бассейне реки или с эвстатическими колебаниями базиса эрозии.

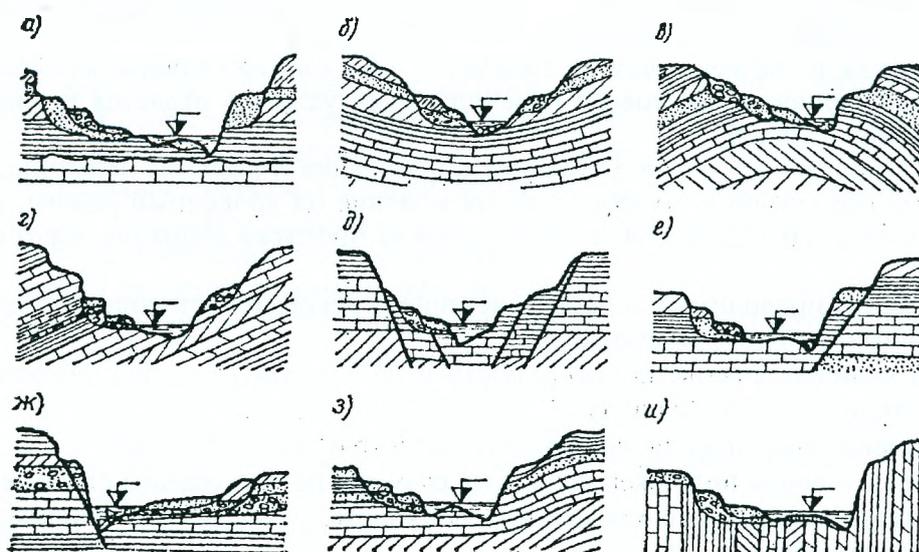


Рис. 11.1. Долины в условиях различных тектонических структур: а – пласты пород залегают горизонтально или долина пересекает складку, разрывное нарушение в крест простирания; б – долина по оси синклинали; в – долина в замке антиклинали; г – долина следует простиранию моноклинально падающих пластов; д – долина в грабене; е – долина вдоль сброса; ж – долина вдоль сдвига; з – долина врезана во флексуру; и – пласты пород поставлены на голову, (жирными крутонаклонными линиями на рисунках д, е, ж показаны тектонические разрывы).

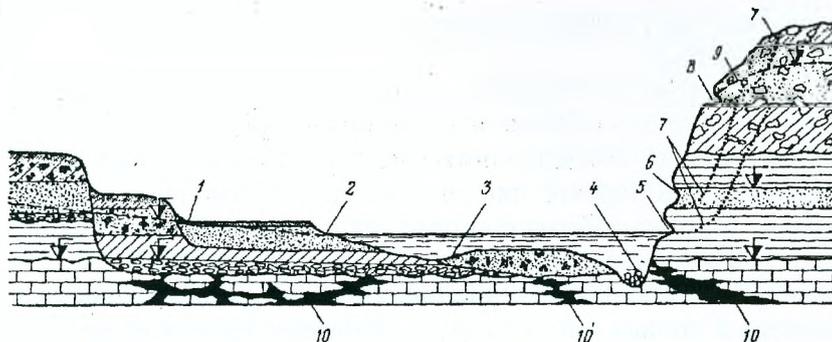


Рис. 11.2. Схема гидрогеологических условий и геологических процессов в речной долине: 1 – выходы на пойму грунтовых вод и ее заболачивание; 2 – выходы этих вод в русло реки; 3 – выходы на дне русла напорных подземных вод; 4 – углубление русла реки; 5 – подмыв берега, его обрушение и оползни; 6 – выходы на склон напорных подземных вод, суффозия леска и оползни залегающих выше пород; 7 – поверхности скольжения оползней; 8 – выходы на склон грунтовых вод; 9 – уровень грунтовых вод; 10 – карстовые полости

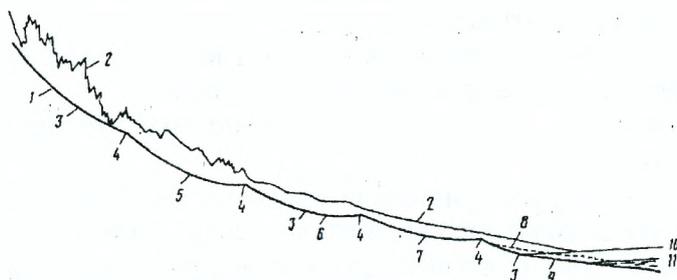


Рис. 11.3. Схема развития продольного профиля долины реки в зависимости от значности и интенсивности неотектонических движений и в связи с колебаниями уровня озера – базиса эрозии: 1 – участок поднятия территории в горах; 2 – поверхность, в которую врезана долина; 3 – линия продольного профиля дна долины; 4 – участки долины, где развиты донная и боковая эрозия, обвалы, оползни и др.; 5 – участок чередующихся поднятий и приостановок движений земной коры в низкогорьи; 6 – стабильный участок; 7 – участок медленных опусканий; 8 – дно долины до опускания уровня озера; 9 – участок врезания русла в зоне влияния опускания озера; 10 и 11 – уровни озера до и после опускания

Для сравнения инженерно-геологических условий участков больших мостовых переходов приближенно устанавливают по наличной информации геологическое строение, гидрогеологические условия, физико-геологические процессы, обеспеченность района предстоящих изысканий месторождениями строительных материалов.

С этой целью собирают и обобщают литературные источники, аэрофотоснимки, карты (топографические, геологические и др.) по участкам долин больших рек, где они могут быть пересечены трассой. Изучают колонки выработок, геологические разрезы и другие данные, содержащиеся в проектно-изыскательских материалах. Знакомятся с описаниями деформаций различных речных сооружений, имеющимися в построечной документации и отчетности эксплуатирующих организаций. Эти деформации нередко бывают обусловлены развитием различных геологических и инженерно-геологических процессов.

На основе выполненных обобщений составляют записку краткой инженерно-геологической характеристикой створов больших рек на участках возможного пересечения трассой проектируемой дороги. К записке, содержащей оценку инженерно-геологических условий каждого из вариантов переходов, прикладывают схематические геолого-литологические профили по створам, инженерно-геологические карты и карты кровли рельефа поверхности скальных и полускальных пород, подстилающих аллювий.

Этой краткой инженерно-геологической характеристикой пользуются при составлении программы инженерно-геологических изысканий для выбора варианта перехода в стадии разработки технического проекта дороги.

11.8. Изыскания при реконструкции мостовых переходов

Состав изыскательских работ, выполняемых при реконструкции местных переходов, зависит от целей реконструкции.

Но многих случаях реконструкция мостового перехода вызывается увеличением интенсивности движения по дороге. Как правило, это связано с уширением проезжей части и вы-

полняется в виде уширения земляного полотна, постройки опор моста и дополнительной установки пролетных строений.

В этих условиях изыскания сводятся к обследованию и съемкам поперечников земляного полотна, чтобы установить объемы и технологию присыпки его откосов при уширении и к инженерно-геологическим обследованиям мест постройки новых мостовых опор. В рассмотренном случае мостовой переход как система гидротехнических сооружений не подвергается реконструкции, условия работы сооружений не меняются и гидрологические и гидрометрические работы не требуются.

В некоторых случаях необходимо увеличить высоту подмостовых габаритов в связи с развитием судоходства и сплава или в связи с подъемом уровня воды в реке вследствие постройки плотины ГЭС. В этом случае работы по реконструкции заключаются в подъеме пролетных строений, наращивании опор по высоте, а иногда и увеличении высоты пойменных насыпей непосредственно у моста. Эти работы также не связаны с изменением условий работы мостового перехода как системы гидротехнических сооружений.

Однако нередко встречается необходимость исправления мостового перехода в связи с явно неблагоприятными условиями работы его сооружений. К числу мостовых переходов, нуждающихся в реконструкции, относятся:

- переходы, где обнаружена недостаточная высота насыпей подходов, в связи с чем они затапливаются во время высоких паводков;
- переходы, насыпям которых угрожает подмыв от приблизившихся излучин меандрирующего русла;
- переходы, на которых природные русловые, деформации привели к неудовлетворительному расположению судового хода на участке у моста;
- переходы, на которых развились недопустимые размывы, угрожающие целостности дополнительных пойменных мостов, основного моста или регуляционных сооружений и т. д.

Во всех этих случаях реконструкция связана с обеспечением устойчивости сооружений, работающих как гидротехнические, и в состав изыскательских работ обязательно должны включаться гидрологические и гидрометрические обследования, а также сбор сведений об условиях работы ранее существовавших сооружений.

Состав изыскательских работ, устанавливаемый каждый раз отдельно, тесно связан с задачами реконструкции. Так, при подъеме пойменных насыпей должен быть решен вопрос о величине дополнительного размыва под мостом, для чего проводят оценку количества воды, переливавшейся через насыпь. Работы по измерению некоторых частных расходов должны выполняться и в том случае, если при реконструкции предполагается закрытие дополнительных мостов на поймах с направлением воды под основной мост.

При подмывах насыпей и регуляционных сооружений состав изыскательских работ связывается с возможными приемами работ по реконструкции перехода. На меандрирующих реках возможно спрямление русел с выключением извилины, угрожающей сооружениям. В этих случаях должны быть проведены геодезические работы, достаточные для проектирования спрямляющего русла. На немеандрирующих и блуждающих реках, а также на тех меандрирующих реках, где спрямление невозможно, необходимы широкие промерные работы для проектирования защитных гибких покрытий или поперечных сооружений – струеотбойников.

В ряде случаев возникает необходимость изменения размеров и формы регуляционных сооружений с целью устранения неправильности течений и размывов вблизи от моста.

Поскольку процесс изменения русла меняет со временем свою интенсивность, а иногда и направление, необходимо тщательно проанализировать весь комплекс сведений о работе реконструируемого мостового перехода, чтобы получить данные о степени угрозы сооружениям и срочности работ по реконструкции.

Следует отметить, что часто закономерное изменение русла периодически требует изменения системы регулирования, поэтому возникновение этой необходимости нельзя всегда относить к ошибкам проекта перехода.

Наконец, в отдельных случаях наблюдаются подмывы опор мостов из-за неверного прогноза развития глубин около них. В таких случаях должна быть обследована возможность увеличения устойчивости существующих опор или принято решение об их перестройке, для чего необходимо выполнить детальное геологическое обследование и прогноз русловых деформаций, как для вновь проектируемого мостового перехода.

11.9. Обследование существующих мостовых переходов

Обследование существующих мостовых переходов выполняют при изысканиях мостовых переходов на проектируемых дорогах, если существующий мостовой переход может служить аналогом для проектируемого. Обследование существующего перехода выполняют также при необходимости его реконструкции по условиям пропуска паводков, а также при классификации мостовых переходов по водопропускной способности.

В процессе обследования необходим сбор сведений о конструкции и размерах сооружений, о работе мостового перехода по пропуску паводков, сбор гидрологических, метеорологических, геологических и других данных.

Указанные сведения и данные собирают в дорожных архивах, на дистанциях пути, в проектных институтах и организациях, эксплуатирующих дороги, в организациях Гидрометеослужбы, речного флота, лесосплава и в других организациях, проводивших наблюдения на реке и эксплуатирующих гидротехнические сооружения.

При отсутствии необходимых данных в перечисленных организациях их получают путем натурного обследования.

Сведения о конструкции и размерах сооружений мостового перехода должны включать:

- по мосту – год постройки, даты его переустройства, схему моста, размеры опор, их форму, типы фундаментов и глубину их заложения, расположение опор по отношению к направлению течения, отметки низа конструкции пролетных строений, обреза и подошвы фундаментов опор; геологический разрез по оси моста, гранулометрический состав несвязных и сцепление связных грунтов;

- по земляному полотну подходов – год постройки подходов, даты их переустройства, продольный профиль в пределах разлива при наибольшем расходе с запасом по высоте на 1-2 м, поперечные профили земляного полотна подходов, грунты насыпей подходов и их гранулометрический состав, типы, конструкции и размеры укреплений откосов и их подошв;

- по регуляционным сооружениям – продольные и поперечные профили регуляционных сооружений (верховых струенаправляющих дамб, траверсов, примыкающих к земляному полотну, водо-разделительных дамб и дамб обвалования), грунты сооружений и их оснований (гранулометрический состав, сцепление); типы, конструкция и размеры укрепления откосов и их подошв.

Данные о работе мостового перехода по пропуску паводков включают:

- наблюдавшиеся случаи нарушения нормальной работы перехода (подмывы опор, переливы и подмывы (насыпи подходов, дамб, разрушение их волнобоя, деформации насыпи подходов и дамб (по условиям фильтрации));

- принятые меры по ликвидации ограничений водопропускной способности (укрепление опор, защита подходов от размыва и волнобоя и т. д.);

- род выполненных работ и их объем.

Деформации подмостовых русел иллюстрируются промерами живых сечений до прохода паводка и после (с указанием даты промера и отметки пика паводка) под мостом, выше и ниже его, промерами местных размывов у опор мостов, струенаправляющих дамб и траверсов.

На основе анализа данных о деформациях подмостового русла следует установить связь площади живого сечения под мостом и формы этого сечения, характеризуемого отношением максимальной глубины к средней, с высотой паводка, а также выявить тенденции перемещения максимальной глубины под мостом.

Данные по бытовым переформированиям русла, необходимые для прогноза деформаций подмостового русла, получают на основе анализа топографических карт, сопоставления лоцманских карт и съемок за разные годы.

При отсутствии таких карт и материалов съемок могут принести пользу опросы местных жителей, бакенщиков, паромщиков, которые могут сообщить полезные сведения о русском процессе в районе перехода.

Должны быть получены данные о расчетном расходе и уровне воды, принятые в построечном проекте и проектах реконструкции мостового перехода, их повторяемость, а также многолетние данные о наблюдаемых максимальных расходах и уровнях по створу мостового перехода, полученные непосредственно или путем переноса с многолетнего гидрометрического поста.

При наличии на реке гидротехнических сооружений влияние их должно быть отражено в материалах наблюдений за уровнями и расходами.

12. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ И СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

12.1. Основные положения методики технико-экономических обоснований при проектировании мостовых переходов

Согласно типовой методике, экономическую эффективность капитальных вложений определяют сопоставлением затрат и получаемого экономического эффекта. Критерием экономической эффективности капитальных вложений является отношение прироста национального дохода к капиталовложениям, вызвавшим этот прирост.

Показателем экономической эффективности является коэффициент эффективности, который при расчетах по народному хозяйству в целом или по отраслям народного хозяйства определяют по формуле

$$E = \Delta D / K, \quad (12.1)$$

где ΔD – прирост годового объема национального дохода; K – капитальные вложения, вызвавшие этот прирост.

При расчете экономической эффективности проектируемого мостового перехода доходом считают разницу в эксплуатационных расходах, связанных с выполнением определенного объема перевозок в районе перехода, при существующих условиях и при условии сооружения перехода.

В этом случае коэффициент эффективности выражается формулой

$$E = \frac{\mathcal{E}^{сущ} - \mathcal{E}^{пр}}{K^{пр} - K^{сущ}}, \quad (12.2)$$

где $\mathcal{E}^{сущ}$ и $\mathcal{E}^{пр}$ – ежегодные эксплуатационные расходы соответственно в существующих условиях и в проектируемых; $K^{пр}$ – капиталовложения, необходимые для строительства проектируемого перехода; $K^{сущ}$ – капиталовложения в транспортную сеть района перехода, необходимые для осуществления объема перевозок в существующих условиях (при отказе от строительства перехода).

Величину, обратную коэффициенту эффективности, называют сроком окупаемости капиталовложений:

$$T = 1/E. \quad (12.3)$$

Для различных отраслей народного хозяйства утверждены отраслевые нормативные коэффициенты эффективности E_n и соответственно отраслевые нормативные сроки окупаемости T_n . Для различных отраслей народного хозяйства эти величины неодинаковы. Периодически нормативы экономической эффективности пересматривают.

Для мостовых переходов на автомобильных дорогах в настоящее время значение нормативного коэффициента эффективности принято $E_n = 0,12$ и соответственно срок окупаемости T_n равен 8 годам.

Если для проектируемого мостового перехода определенная расчетом величина коэффициента эффективности $E > E_n$, то считается, что в этом случае выделение капиталовложений на строительство перехода целесообразно.

При определении экономической эффективности проектируемых мостовых переходов встречаются два характерных случая:

- проектируемый мостовой переход располагается на проектируемой автомобильной дороге. В этом случае сначала экономически обосновывают целесообразность сооружения дороги, обосновывают трассу дороги и ее основные технические характеристики, а уже потом производят технико-экономическое обоснование необходимости сооружения в данном районе мостового перехода. Обычно обоснования и для дороги и для мостового перехода в этом случае приводят в одном документе – в технико-экономическом обосновании необходимости сооружения дороги;

- проектируемый мостовой переход является самостоятельным объектом. Это характерно для стадийного строительства автомобильных дорог, когда после первой стадии строительства в течение нескольких лет дорога эксплуатируется без мостового перехода, а движение через водную преграду осуществляется с помощью паромной и ледяной переправ. После

значительного увеличения интенсивности движения на дороге встает вопрос о необходимости сооружения мостового перехода. В этом случае технико-экономическое обоснование составляют только для мостового перехода.

В технико-экономическом обосновании мостового перехода в общем случае последовательно решаются три задачи:

- технико-экономическое обоснование необходимости строительства в данном районе мостового перехода определенного вида;
- технико-экономическое обоснование места расположения мостового перехода;
- технико-экономическое обоснование величины (размера) отверстия моста.

Каждую из этих задач решают путем разработки и сравнения различных вариантов. В технико-экономическом обосновании необходимости строительства мостового перехода разрабатывают и сравнивают между собой следующие варианты эксплуатации данного участка дороги: с устройством высоководного моста, с устройством низководного моста, с паромной переправой, использованием близлежащего существующего мостового перехода и др. В технико-экономическом обосновании места расположения мостового перехода разрабатывают варианты данного участка дороги с различным расположением мостового перехода и обосновывают его наиболее рациональное расположение. В технико-экономическом обосновании величины (размера) отверстия моста рассматривают и сравнивают между собой варианты мостового перехода, располагаемого в одном и том же створе.

При сравнении вариантов мостовых переходов показателем сравнительной экономической эффективности капитальных вложений является минимум приведенных затрат.

Приведенные затраты по каждому варианту перехода представляют собой сумму капиталовложений и эксплуатационных расходов за срок службы мостового перехода, принимаемый равным 35-40 годам.

Однако здесь нельзя применять простое суммирование капиталовложений и ежегодных эксплуатационных расходов, так как эти затраты производятся в разное время. Затраты более поздних лет должны быть приведены к первому году эксплуатации дороги. При этом учитывают экономическую целесообразность отнесения затрат на более поздний срок с тем, чтобы высвобожденные ресурсы были использованы на других объектах. При определении суммарной величины эксплуатационных расходов расходы каждого из последующих за вводом в эксплуатацию дороги лет умножают на соответствующий коэффициент отдаленности затрат η_t

$$\mathcal{E}_0 = \eta_t \mathcal{E}_t. \quad (12.4)$$

Величину коэффициента отдаленности затрат определяют из следующих соображений.

Если сумму эксплуатационных расходов \mathcal{E} отодвинуть на один год, то эта сумма, будучи эффективно использована в другой области народного хозяйства, принесет некоторый доход. Сумму дохода определим через некоторый коэффициент $E_{н.п.}$, величина которого может быть принята равной фактическому значению коэффициента экономической эффективности капиталовложений, среднему для всего народного хозяйства страны.

Через один год сумма \mathcal{E} принесет доход $E_{н.п.} \cdot \mathcal{E}$. Из этого можно заключить, что расходам \mathcal{E}_0 , производимым в настоящий момент, вальентны расходы величиной $\mathcal{E}_1 = \mathcal{E}_0(1 + E_{н.п.})$, производимые через один год. Повторяя рассуждение, получим, что расходам \mathcal{E}_0 также эквивалентна величина расходов $\mathcal{E}_2 = \mathcal{E}_0(1 + E_{н.п.})^2$, производимых через два года, и величина расходов $\mathcal{E}_t = \mathcal{E}_0(1 + E_{н.п.})^t$, производимых через t лет.

Таким образом, формула приведения к настоящему моменту расходов, производимых через t лет, будет иметь вид

$$\mathcal{E}_0 = \frac{\mathcal{E}_t}{(1 + E_{н.п.})^t}, \quad (12.5)$$

откуда величина коэффициента отдаленности затрат

$$\eta = \frac{1}{(1 + E_{н.п.})^t}, \quad (12.6)$$

где $E_{н.п.}$ – норматив для приведения разновременных затрат, принимаемый в настоящее время равным 0,08; t – период времени приведения в годах.

Кроме капиталовложений в строительство перехода, определяют величину капиталовложений в автомобильный транспорт и в существующую транспортную сеть, необходимых для выполнения перспективного объема перевозок. Доля этих затрат в общей сумме капиталовложений для варианта без сооружения перехода может быть значительной.

Ежегодные эксплуатационные расходы складываются из транспортных расходов по автомобильному транспорту, из дорожно-эксплуатационных расходов и, в случае смешанных перевозок, из транспортных расходов по железнодорожному и водному транспорту.

Ежегодные транспортные расходы по автомобильному транспорту зависят от объема перевозок, длины мостового перехода или длины объездного пути, себестоимости 1 т-км перевозок и других условий. При определении величины ежегодных транспортных расходов учитывают прирост интенсивности движения.

Ежегодный прирост интенсивности движения автомобилей устанавливают по данным экономических изысканий дороги, частью которой является мостовой переход. Характер роста интенсивности движения существенно зависит от экономического развития района проложения дороги.

В некоторых районах после постройки дороги интенсивность движения N_t растет по зависимости, близкой арифметической прогрессии, т. е. по линейному закону: $N_t = N_0 (1+at)$, где a – ежегодный относительный прирост интенсивности движения автомобилей, измеряемый обычно в %. В других районах интенсивность движения возрастает по более сложной степенной зависимости $N_t = N_0 e^{\alpha t}$, где α – показатель роста интенсивности движения.

Кроме перечисленных выше прямых затрат, влияющих на экономическую эффективность строительства мостового перехода, в экономических обоснованиях учитывают косвенный экономический эффект, вызываемый строительством перехода. Косвенный эффект получают за счет ликвидации в нетранспортных отраслях народного хозяйства потерь от несвоевременной доставки дефицитных грузов и от сокращения потерь грузов при перевозках, развития новых производств в районе перехода, увеличения доходов предприятий, обслуживающих население, сокращения времени пребывания в пути пассажиров и по другим причинам.

Приведенную стоимость перехода с учетом отдаленности затрат определяют по формуле

$$C_{np} = K + \sum_1^T \frac{\mathcal{E}_t}{(1 + E_{н.п.})^t}, \quad (12.7)$$

где K – капиталовложения в сравниваемый вариант; \mathcal{E}_t – ежегодные эксплуатационные расходы; T – расчетный срок службы перехода.

При достаточно больших значениях T , равных 35-40 годам, без большой погрешности можно принять $T = \infty$ и

$$C_{np} = K + \frac{\mathcal{E}_p}{E_{н.п.}} \quad (12.8)$$

При изменении величины ежегодных эксплуатационных расходов во времени по линейной зависимости расчетный год приближенно определяют по формуле $t_p \approx 1/E_{н.п.}$.

При $E_{н.п.} = 0,08$ $t_p = 12$ годам.

При криволинейной зависимости $\mathcal{E}_t = \mathcal{E}_0 e^{\alpha t}$ расчетный год определяют по формуле

$$t_p = \frac{\lg E_{н.п.} - \lg(E_{н.п.} - \alpha)}{\alpha \lg e} \quad (12.9)$$

Для варианта мостового перехода, признанного в результате сравнения наиболее экономически эффективным, вычисляют абсолютную или народнохозяйственную экономическую эффективность путем вычисления коэффициента экономической эффективности капиталовложений и сравнения его с нормативным значением, и

$$E = \frac{\mathcal{E}_p^{сущ} - \mathcal{E}_p^{np}}{K^{np} - K^{сущ}}, \quad (12.10)$$

где $\mathcal{E}_p^{сущ}$ и \mathcal{E}_p^{np} – эксплуатационные расходы за некоторый год t_p , называемый расчетным, соответственно в существующих и проектируемых условиях.

12.2. Технико-экономическое обоснование необходимости строительства мостового перехода

Проектированию мостового перехода предшествует технико-экономическое обоснование необходимости строительства перехода (ТЭО). Его составляет проектная организация, которая впоследствии будет проектировать переход.

Исходные данные для разработки ТЭО получают в результате экономических изысканий, при этом изучают транспортные связи в районе перехода при нескольких схемах их организации. В одной схеме рассматривают транспортные связи, существующие в момент изысканий, до сооружения перехода, в других схемах – транспортные связи при условии сооружения перехода по тому или иному варианту (высоководный мост, паромная переправа и др.).

Для каждой из этих связей определяют годовой объем перевозок, средние расстояния перевозок, грузооборот, увеличение грузооборота в последующие годы, данные о перевозке пассажиров и другие данные. Кроме того, при изысканиях, предшествующих составлению ТЭО, собирают топографические материалы, составляют геологическую характеристику района перехода, собирают данные об уровнях, расходах и скоростях течения воды в реке, выясняют требования, предъявляемые к переходу со стороны заинтересованных организаций.

Варианты перехода в технико-экономическом обосновании разрабатывают эскизно. В качестве вариантов могут быть рассмотрены: высоководный мост с незатопляемыми подходами; высоководный мост с затопляемыми подходами; низководный мост; наплавной мост в сочетании с ледяной переправой; паромная переправа в сочетании с ледяной.

Из названных выше вариантов перехода только вариант высоководного моста с незатопляемыми подходами обеспечивает непрерывное движение по переходу. Все остальные варианты предполагают перерыв в движении, продолжительность которого зависит и от гидро-геологического режима реки, и от конструкции перехода.

Для каждого варианта перехода определяют продолжительность перерыва движения.

Продолжительность перерыва в движении по низководному или наплавному мосту, или по паромной переправе определяют по осредненным данным о режиме реки и времени, необходимым для восстановления проезда по мосту или переправе после каждого перерыва движения.

При осуществлении перехода по варианту с перерывом движения народное хозяйство будет нести убытки, но капиталовложения, необходимые для этого варианта, будут значительно меньше капиталовложений, необходимых для сооружения высоководного моста с незатопляемыми подходами. Целью технико-экономического обоснования и является определение из всех возможных вариантов наиболее экономически эффективного варианта.

Генеральные размеры сооружений мостового перехода назначают на основе исходных данных.

Для высоководных мостов с незатопляемыми и затопляемыми подходами генеральными размерами будут величины отверстий и длины мостов, отметки заложения фундаментов опор, отметки верха подходов насыпей, величины пролетов мостов.

Методика назначения генеральных размеров была рассмотрена ранее.

Для переходов с низководными мостами генеральными размерами будут те же величины, что и для переходов с высоководными мостами. Отверстие низководного моста определяется шириной меженного русла реки.

Генеральными размерами у наплавного моста будут количество и величины пролетов при соответствующих уровнях воды в реке, у паромной переправы – ширина переправы, количество и размеры причалов, количество и автомобилеместимость паромов.

Для сравнения вариантов и определения величины экономического эффекта в ТЭО вычисляют затраты, идущие на обеспечение перевозок грузов при различных вариантах организации транспортных связей.

Все затраты, идущие на обеспечение перевозок грузов, разделяют на единовременные затраты – капиталовложения (K) и текущие эксплуатационные расходы (\mathcal{E}).

Единовременные затраты включают в себя капиталовложения в строительство перехода, капиталовложения в автомобильный транспорт, капиталовложения в существующую транспортную сеть и оборотные средства, отвлекаемые из обращения в связи с нахождением определенной массы грузов в пути.

Величину капиталовложений в строительство перехода, включающую в себя затраты на проектно-изыскательские работы, строительные-монтажные работы, на приобретение монтажного оборудования при составлении ТЭО определяют по укрупненным измерителям или по сметам и сметно-финансовым расчетам на ранее осуществленные переходы-аналоги.

Величину капиталовложений в автомобильный транспорт определяют по специальной методике, приведенной в «Указаниях по технико-экономическому обоснованию необходимости строительства и сравнению вариантов мостовых переходов и путепроводов» (ВСН 34-86) в зависимости от размера и состава предполагаемого автомобильного парка, необходимого для перевозки данного объема грузов, и величины удельных капиталовложений на спичный автомобиль определенной марки.

В случае отказа от строительства перехода объем перевозок, установленный перспективным планом, может быть выполнен при сохранении существующей схемы организации движения, но при этом потребуются капиталовложения в существующие автомобильные дороги, железные дороги и водный транспорт.

Капитальные вложения в существующие автомобильные дороги, железные дороги и водный транспорт определяют по сметам, сметно-финансовым расчетам или по укрупненным измерителям. При этом следует учитывать возможные резервы в пропускной способности железных дорог, при использовании которых капиталовложения в железные дороги могут быть значительно уменьшены.

Общую сумму капиталовложений, учитываемых при сравнении разных вариантов мостового перехода, определяют по формуле

$$K = K_{\text{стр}} + K_{\text{авт}} + K_{\text{сущ}} + K_{\text{гр}}, \quad (12.11)$$

где $K_{\text{стр}}$ – капиталовложения в строительство; $K_{\text{авт}}$ – капиталовложения в автомобильный транспорт; $K_{\text{сущ}}$ – капиталовложения в существующую дорожную сеть; $K_{\text{гр}}$ – стоимость грузов, находящихся в пути.

Текущие эксплуатационные расходы включают в себя ежегодные транспортные расходы на перевозку грузов, ежегодные дорожно-эксплуатационные расходы по поддержанию перехода в надлежащем состоянии, ежегодные потери в народном хозяйстве в связи с созданием сезонных запасов грузов на время перерывов в движении транспорта, потери, связанные с пребыванием в пути пассажиров.

Величину ежегодных транспортных расходов определяют по формуле

$$\mathcal{E}_{\text{тр}} = \mathcal{E}_{\text{пре}} + \mathcal{E}_{\text{пост}} + \mathcal{E}_{\text{з.пл.}}, \quad (12.12)$$

где $\mathcal{E}_{\text{пре}}$ – переменная часть автотранспортных расходов, определяется в зависимости от величины грузооборота и средней стоимости 1 т·км; $\mathcal{E}_{\text{пост}}$ – постоянная часть автотранспортных расходов, определяется в зависимости от количества автомобиле-часов, затрачиваемых на перевозку грузов; $\mathcal{E}_{\text{з.пл.}}$ – заработная плата водителей автомобилей.

Ежегодные дорожно-эксплуатационные расходы состоят из затрат на содержание и ремонт конструкций мостового перехода и участка дороги.

Затраты на содержание и ремонт конструкций мостового перехода принимают по данным эксплуатации существующих аналогичных переходов, а при отсутствии таких данных – равными 1,0-1,5% от первоначальной строительной стоимости мостового перехода.

Затраты на содержание и ремонт участка дороги пропорциональны длине участка, так как в основном состоят из затрат на восстановление дорожной одежды. Величина эксплуатационных расходов на 1 км дороги зависит от типа покрытия и интенсивности движения автомобилей.

Величину ежегодных потерь в связи с созданием запасов грузов на время перерывов в движении транспорта определяют по формуле

$$\mathcal{E}_{\text{зип}} = \frac{Q \cdot C \cdot t_{\text{пер}}^2 \cdot E_n}{288}, \quad (12.13)$$

где Q – количество грузов, перевозимых в течение года; C – средняя цена 1 т грузов; $t_{\text{пер}}$ – продолжительность перерыва в движении (месяцы); E_n – нормативный коэффициент эффективности.

Общую сумму текущих эксплуатационных расходов, учитываемых при сравнении вариантов мостового перехода, определяют по формуле

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_{\text{тр}} + \mathcal{E}_{\text{дор}} + \mathcal{E}_{\text{зап}} + \mathcal{E}_{\text{пас}}, \quad (12.14)$$

где $\mathcal{E}_{\text{тр}}$ – ежегодные транспортные расходы; $\mathcal{E}_{\text{дор}}$ – ежегодные дорожно-эксплуатационные расходы; $\mathcal{E}_{\text{зап}}$ – ежегодные потери в связи с созданием сезонных запасов грузов; $\mathcal{E}_{\text{пас}}$ – ежегодные потери, связанные с пребыванием в пути пассажиров.

Косвенный экономический эффект проявляется в виде прибыли организаций нетранспортных отраслей народного хозяйства его нужно учитывать при составлении ТЭО.

Косвенный экономический эффект достигается за счет сокращения потерь грузов при перевозках, за счет ликвидации потерь от несвоевременной доставки дефицитных грузов и несвоевременного вывоза готовой продукции (например, сельскохозяйственной продукции), за счет создания новых производств и развития существующих производств, за счет увеличения объема пассажирских перевозок, за счет увеличения в районе тяготения числа предприятий торговли, общественного питания и культурно-бытового обслуживания.

Величину ежегодного эффекта по перечисленным выше формам его проявления оценивают на основе данных, получаемых в местных организациях при проведении экономических изысканий. Во многих случаях величину косвенного экономического эффекта трудно определить точно, поэтому часто его оценивают в процентах от прямых затрат на перевозку грузов (20-30%).

Приведенная стоимость определяет относительную экономическую эффективность сравниваемых вариантов перехода. Лучшим с экономической точки зрения считается вариант, имеющий наименьшую приведенную стоимость.

Народнохозяйственная экономическая эффективность выбранного варианта перехода определяется путем вычисления коэффициента экономической эффективности капиталовложений и срока их окупаемости.

Полученный расчетом коэффициент экономической эффективности E и срок окупаемости T капиталовложений в строительство мостового перехода сравнивают с нормативными значениями $E_n=0,12$ и $T_n=8$ годам.

Технико-экономические показатели разрабатывают для варианта мостового перехода, рекомендуемого к осуществлению.

Основными экономическими показателями являются: количество грузов, ежегодно перевозимых по мостовому переходу в год ввода его в эксплуатацию и в последующие годы, в течение не менее 20-летнего периода; грузооборот участка дороги, на котором расположен мостовой переход в год ввода его в эксплуатацию и в последующие годы; среднесуточная интенсивность движения в обоих направлениях в год ввода перехода в эксплуатацию и в последующие годы; стоимость строительства мостового перехода; срок строительства; срок окупаемости капиталовложений.

Основными техническими показателями являются: категория участка дороги, на котором расположен мостовой переход; длина моста; протяжение подходов к мосту; схема моста; тип пролетных строений и опор моста; габарит моста и ширина тротуаров; нагрузка на мост; тип дорожной одежды на подходах к мосту.

Для принятого варианта (рис. 12.1, а).

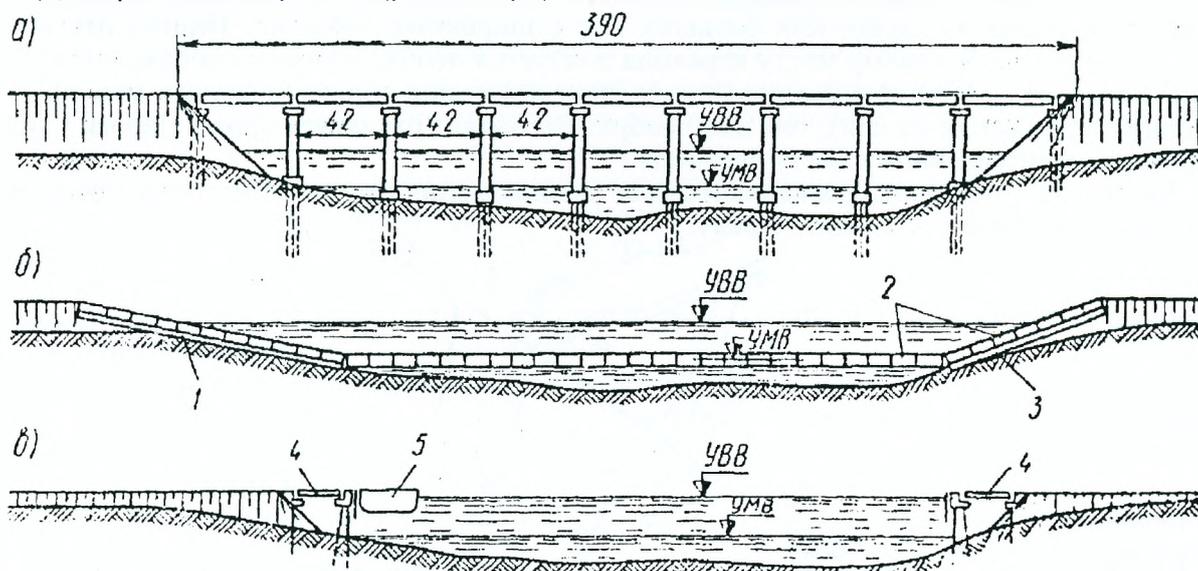


Рис. 12.1. Варианты перехода: 1, 3 – стаяль; 2 – понтоны; 4 – причал; 6 – паром

В таблице 12.1 приведены его технико-экономические показатели.

Технико-экономические показатели варианта мостового перехода с высоководным мостом

Таблица 12.1

Наименование показателей	Количество
<i>Экономические показатели</i>	
Объем перевозок, тыс. т: первый год эксплуатации	1200
двадцатый год эксплуатации	2200
Грузооборот участка дороги, тыс. т·км: первый год эксплуатации	1500
двадцатый год эксплуатации	2900
Среднесуточная интенсивность движения, авт/сут.: первый год эксплуатации	1300
двадцатый год эксплуатации	2300
Стоимость строительства, тыс. у.е.	4080
Срок строительства, мес	32
Срок окупаемости капиталовложений, годы	7,6
<i>Технические показатели</i>	
Категория участка дороги	III
Длина моста, м	390
Длина подходов, км	0,94
Схема моста	9 x 42 м
Тип пролетных строений	Железобетонные балочные
Тип опор	Сборные на сваях
Габарит	Г-10
Ширина тротуаров, м	2x15
Нагрузка на мост	Н-30 и НК-80
Тип дорожной одежды на подходах к мосту	Асфальтобетонное покрытие на щебеночном основании

Технико-экономические показатели мостового перехода, принятые в ТЭО, являются исходными данными для последующего проектирования мостового перехода.

12.3. Выбор места и трассирование мостового перехода

Выбор места мостового перехода – ответственная задача проектно-изыскательских работ. Так как мостовой переход является частью автомобильной дороги, то, как правило, район перехода намечают с учетом общего направления данной дороги. Но бывают и такие случаи, когда предварительно выбирают наиболее удобный участок реки для расположения мостового перехода и направление трассы дороги подчиняют намеченному створу перехода. Это приводит к некоторому удлинению дороги. Такие случаи встречаются, например, при пересечении глубоких долин или больших рек с широкими поймами. Иногда отклонение трассы дороги к выбранному месту перехода диктуется необходимостью соблюдения требований судоходства. Чем крупнее река и чем ниже категория дороги (а значит, меньше и интенсивность движения на ней), тем целесообразнее бывает отклонять трассу дороги у реки к намеченному оптимальному месту перехода.

На рис. 12.2 показаны два варианта мест расположения автодорожного мостового перехода через равнинную судоходную реку.

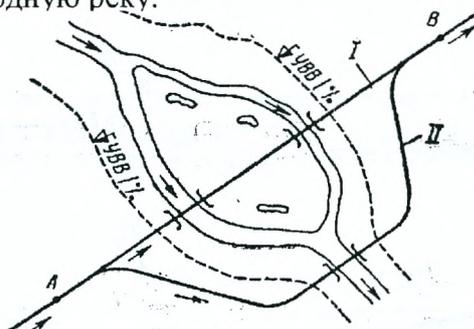


Рис. 12.2. Варианты мест перехода через равнинную реку: I – совпадающий с направлением трассы дороги; II – с отклонением трассы дороги к выбранному месту перехода

Место перехода по варианту I выбрано с учетом общего направления дороги, при этом длина его является более короткой (составляет 15,4 км). В этом случае переход пересекает реку в том месте, где она имеет очень широкую пойму. Во время высоких вод ширина разлива реки достигает 6,5-7,0 км. Здесь, кроме коренного русла, расположенного вдоль правобережной границы разлива, имеется постоянно действующий проток, который является источником водоснабжения населенных пунктов, находящихся на левом берегу реки. Через коренное русло, по которому осуществляется судоходство, и через проток запроектированы два железобетонных моста.

Место перехода по варианту II находится ниже по течению на расстоянии 4,6 км, его определили после предварительного выбора наиболее удобного участка реки для расположения мостового перехода. В этом варианте направление трассы дороги подчинено выбранному створу перехода, здесь река имеет узкую пойму. Во время высоких вод ширина разлива реки не превышает 2,5 км. Коренное русло находится посередине ширины разлива. Переход в этом случае имеет большую длину, чем в I варианте (21,7 км). На переходе запроектирован один железобетонный мост.

Строительная стоимость варианта I, имеющего два железобетонных моста и длинные подходные насыпи, больше, чем варианта II, а протяженность его меньше, следовательно, меньше и транспортные расходы, поэтому целесообразность выбора того или иного варианта может быть установлена только на основании технико-экономических расчетов. При большой интенсивности автомобильного движения, характерной для дорог высоких категорий (I, II и III), транспортные расходы по первому варианту будут значительно меньше, чем по второму, поэтому разница в строительной стоимости вариантов окупится сравнительно быстро. Следовательно, вариант I экономически выгоднее варианта II. При небольшой интенсивности движения характерной для дорог низких категорий (IV и V), разница в строительной стоимости данных вариантов может долго не окупиться. Значит, вариант I будет экономически менее выгодным, чем вариант II.

Прежде чем наметить конкретные варианты трассы мостового перехода устанавливают зону их возможного расположения. Затем по планам или картам проводят камеральное трассирование вариантов. Конкурентоспособные варианты отбирают для полевого трассирования.

При трассировании мостового перехода должны соблюдаться определенные требования. Ось перехода следует располагать, как правило, нормально к направлению руслового и пойменного потоков при расчетном паводке. Косое пересечение допускается только при наличии технико-экономических обоснований. При большой интенсивности движения по дороге косой мостовой переход может оказаться экономически выгоднее нормального за счет резкого снижения транспортных расходов, обусловленного сокращением пути пробега грузов.

Иногда необходимость устройства косого мостового перехода диктуется специфическими условиями на реке в районе перехода (например, условиями выхода трассы на надпойменную террасу).

В плане ось мостового перехода в пределах всей ширины разлива должна представлять собой по возможности одну прямую. Повороты трассы в пределах поймы нежелательны: если поворот сделан вниз по течению от моста, то у пойменной насыпи образуется водный «мешок», в результате чего сильно затрудняется слив пойменной воды в отверстие моста; если же поворот трассы вверх по течению от моста, то вдоль верхнего откоса пойменной насыпи возникает течение с повышенными скоростями, вследствие чего требуется усиленная защита указанного откоса насыпи от подмыва или устройство струеотбойных траверсов.

Элементы плана и профиля трассы мостового перехода должны соответствовать требованиям СНиП 2.05.02-85 и П2-01 к СНиП 2.05.02-85.

В районе мостового перехода направления течений в русле и на поймах должны быть по возможности параллельными при различных уровнях воды. Створ перехода следует назначать в наиболее узком месте разлива реки.

Русло реки на участке перехода должно быть устойчивым. Этому требованию лучше удовлетворяют плесы. Мостовой переход предпочтительней трассировать на таких участках реки, на которых поймы достаточно высоко приподняты над уровнем меженных вод, являются наиболее узкими и не имеют озер, болот, староречий и протоков.

При трассировании желательно избегать пересечения островов: они уменьшают площадь живого сечения потока под мостом, что приводит к необходимости увеличения отверстия моста. Не рекомендуется назначать створ перехода в местах образования наледей, зато-

ров и зажоров льда. Не следует трассировать переход непосредственно ниже устья притока из-за возможного скопления наносов под мостом.

При выборе места перехода необходимо принимать во внимание геологические условия на разных участках реки. Целесообразно назначать створ перехода в том месте, где коренные и плотные породы залегают на более высоких отметках, и породы могут служить основанием фундаментов мостовых опор. Не следует располагать створ перехода на участках реки с оползневыми склонами, карстовыми явлениями и неблагоприятным для заложения опор напластованием грунтов.

При трассировании мостового перехода через судоходные и сплавные реки выбирают такой участок, который обеспечивает удобный и безопасный пропуск под мостом судов и плотов. Ось моста располагают нормально к направлению судовых ходов при средних и низких уровнях воды в русле и при судоходном расчетном уровне воды. Если отклонение оси моста от нормали к направлению течения превышает 5° , то необходимо увеличение ширины подмостового габарита и устройство специальных регуляционных сооружений. Мост следует располагать на слабо изогнутых плесовых участках русла. Не рекомендуется пересекать реку на тех участках, где наблюдается перевал судового хода от одного берега к другому. Трасса мостового перехода должна быть согласована с местным бассейновым управлением и организациями, производящими сплав леса.

Трассирование мостовых переходов следует производить с учетом типа руслового процесса. При ленточно-грядовом типе створ перехода рекомендуется располагать нормально к руслу.

На реках с побочным типом руслового процесса, при отсутствии специальных требований судоходства и сплава, створ перехода располагают нормально к берегам, отделяющим чашку русла от пойменной террасы, независимо от положения меженного русла (рис. 12.3).

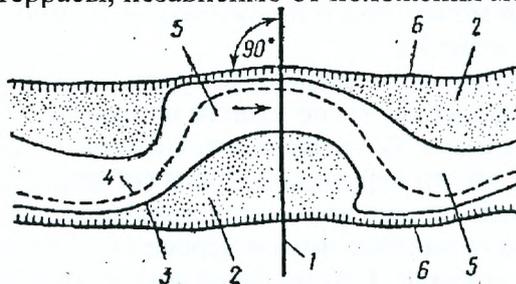


Рис. 12.3. Расположение створа мостового перехода на реке с побочным типом руслового процесса: 1 – створ мостового перехода; 2 – побочень; 3 – меженное русло; 4 – фарватер; 5 – плесовая ложина; 6 – бровки чашки русла

На больших судоходных реках при медленном движении побочной рекомендуется пересекать меженное русло на прямолинейном или слабо изогнутом его участке с целью расположения моста перпендикулярно к судовому ходу.

При пересечении рек с ограниченно меандрирующим руслом сравнивают два возможных варианта мостового перехода; вариант перекрытия мостом всего пояса меандрирования (рис. 12.4, вариант I) и вариант с укреплением подмываемых вогнутых берегов излучин (рис. 12.4, вариант II).

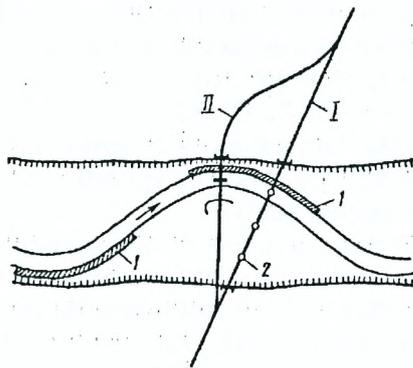


Рис. 12.4. Варианты трассы мостового перехода через реку с ограниченно меандрирующим руслом: I – трасса перехода при перекрытии мостом всего пояса меандрирования; II – трасса перехода при укреплении подмываемых вогнутых берегов излучин; 1 – укрепление берегов; 2 – цилиндрическая опора

В первом варианте пояс меандрирования и русло можно пересекать под любым углом, а во втором рекомендуется пересекать их под прямым углом. По первому варианту мост целесообразно устраивать на цилиндрических опорах, так как вследствие сползания излучин русловой поток в различные годы будет подходить к опорам под разными углами.

На реках со свободным меандрированием целесообразно пересекать русло в середине хорошо развитой излучины, прижатой к одному из коренных берегов долины. В том случае, когда выбранная для перехода излучина и сопряженные с ней верховая и низовая излучины образуют узкий перешеек, следует рассмотреть два варианта устройства моста: на излучине русла с закреплением вогнутых берегов сближающихся излучин (верховой и низовой) и на искусственном русле, соединяющем эти излучины.

При пересечении реки с руслом, деформирующимся по типу незавершенного меандрирования, трассу перехода также прокладывают через середину излучины (рис. 12.5), а мост располагают или на излучине, или на спрямляющем протоке в зависимости от соотношения расходов, пропускаемых излучиной ($Q_{из}$) и спрямляющим протоком ($Q_{пр}$) при расчетном уровне воды. Если $Q_{из} < Q_{пр}$, то мост располагают на спрямляющем протоке. Если же $Q_{из} \geq Q_{пр}$, то рассматривают оба варианта (с устройством запруд, пересекающих или излучину, или проток).

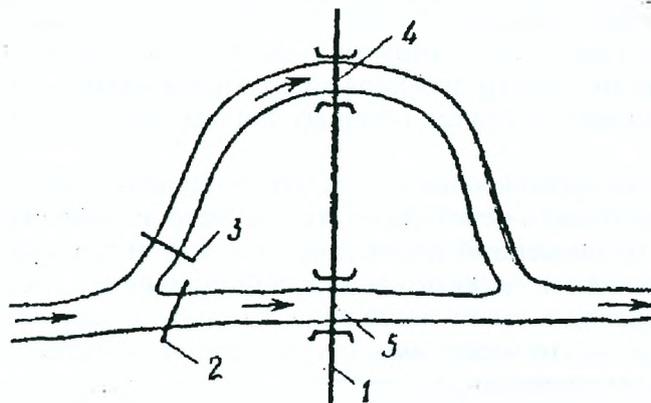


Рис. 12.5. Схема мостового перехода через реку с незавершенным меандрированием: 1 – створ мостового перехода; 2 – запруда на спрямляющем протоке; 3 – запруда на излучине; 4 – устройство моста на излучине; 5 – устройство моста на спрямляющем протоке

Мостовые переходы через реки с блуждающими руслами трассируют нормально к границам зоны блуждания (рис. 12.6, вариант I). При этом расположение отдельных рукавов и протоков при низком меженном уровне воды не принимают во внимание, так как они в течение сравнительно короткого промежутка времени могут резко изменять свои очертания. Реку желательно пересекать в том месте, где зона блуждания имеет наименьшую ширину. Рекомендуется рассматривать вариант трассы в обход зоны блуждания с пересечением реки в ближайшей теснине, где русло не разбивается на рукава и протоки (рис. 12.6, вариант II), если топографические условия позволяют проложить трассу в обход зоны блуждания.

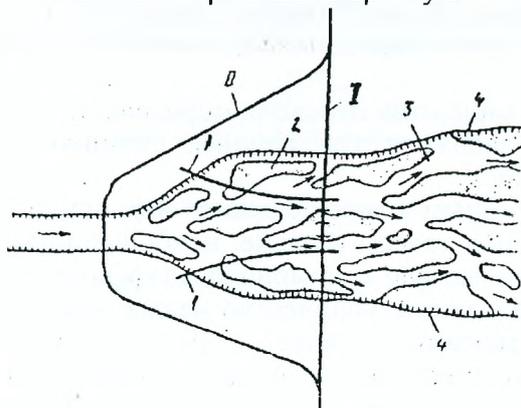


Рис. 12.6. К выбору места перехода через реку с блуждающим руслом: I – вариант трассы перехода с пересечением зоны блуждания; II – вариант трассы перехода с пересечением реки в теснине; 1 – струенаправляющие дамбы; 2 – осередок; 3 – проток; 4 – границы зоны блуждания

При трассировании дорог в извилистых узких долинах горных рек иногда одну и ту же реку пересекают несколько раз, допуская косое пересечение водотока и даже расположение мостов на закруглениях дороги.

Окончательный выбор варианта трассы перехода должен быть обоснован (особенно на пересечениях крупных рек) специальными технико-экономическими расчетами. В результате сопоставления технико-эксплуатационных, объемно-строительных и экономических показателей выбирают наиболее оптимальный вариант.

Выбранный вариант мостового перехода согласуется со всеми заинтересованными местными организациями.

12.4. Технико-экономическое обоснование места расположения мостового перехода

Выбор места для мостового перехода через реку производят при технико-экономическом обосновании проектируемого мостового перехода или в техническом проекте.

При проектировании дороги высокой категории место мостового перехода в значительной степени определяется проложением трассы дороги.

При проектировании дороги низкой категории (IV или V) трассу проектируемой дороги в большом числе случаев можно подвести к наиболее удобному для мостового перехода месту реки.

Если проложенная трасса проектируемой автомобильной дороги пересекает реку в удобном для сооружения мостового перехода месте (прямолинейный участок реки, небольшая ширина разлива, близкое залегание прочных пород), вопроса о выборе места перехода может и не возникнуть.

Но наиболее выгодно проложенная трасса автомобильной дороги может не совпадать с наиболее удобным для мостового перехода местом на реке. Расположение мостового перехода на наиболее выгодно проложенной трассе дороги может вызвать необходимость сооружения в данном месте сложного и дорогого моста, длинных подходов и дорогих укреплений. Если же расположить переход в таком месте реки, где можно запроектировать простой и дешевый мостовой переход, то это может вызвать значительное удлинение трассы дороги и по этой причине значительное удорожание перевозок.

При данном уровне развития теории проектирования автомобильных дорог и мостовых переходов определить расчетом оптимальное место перехода нельзя. Лучший вариант перехода может быть определен только путем разработки и сравнения нескольких вариантов.

Разрабатываемые варианты должны быть конкурентоспособными, т. е. среди них не должно быть вариантов, имеющих явные преимущества или явные недостатки перед другими вариантами. Обычно каждый разрабатываемый вариант по одним показателям имеет преимущества перед другими, а по другим – уступает им. Неконкурентные, т. е. варианты, явно уступающие другим по большинству показателей, не должны разрабатываться.

При выборе места перехода обычно рассматривают короткий вариант трассы дороги с дорогим и сложным мостовым переходом и более длинные варианты трассы с более дешевыми мостовыми переходами.

Все варианты трассы перехода, и длинные, и короткие должны удовлетворять одним и тем же нормам проектирования. Их необходимо разрабатывать с одной и той же степенью подробности. Только в этом случае варианты будут сопоставимыми, и можно будет производить их сравнение.

В процессе разработки вариантов перехода определяют их технико-экономические показатели, которые обычно сводят в три группы: технико-эксплуатационные, объемно-строительные и экономические.

К технико-эксплуатационным относят: длину варьируемого участка трассы дороги; наименьший радиус закругления трассы в плане; наибольший продольный уклон на трассе; безопасность движения, оцениваемую с помощью коэффициентов безопасности или коэффициентов аварийности; длину моста; количество малых искусственных сооружений; длину насыпей с подтопляемыми откосами; наличие на трассе оползневых участков; условия прохода судов и плотов под мостом; ледовые условия и другие показатели, важные для конкретных условий перехода.

К объемно-строительным показателям относят: объем земляных работ; объем бетонной и железобетонной кладки; площадь дорожной одежды; площадь укреплений; продолжитель-

ность строительства; расход металлических конструкций арматурной стали и цемента; условия доставки строительных материалов и конструкций.

К экономическим показателям относят: величину капиталовложений в строительство и автотранспорт; величину текущих эксплуатационных расходов; приведенную стоимость; срок окупаемости дополнительных по сравнению с самым дешевым вариантом капиталовложений и др.

Разработанные варианты сравнивают между собой по технико-экономическим показателям, определяют лучший и его рекомендуют к осуществлению.

С экономической точки зрения лучшим считают вариант с наименьшей приведенной стоимостью. Приведенную стоимость определяют на первый год эксплуатации перехода путем суммирования капиталовложений и текущих эксплуатационных расходов за 35-40 лет с учетом отдаленности затрат.

Если для осуществления варианта перехода с наименьшей приведенной стоимостью требуются капиталовложения в строительство большие, чем в другой вариант, то обязательно производят определение коэффициента экономической эффективности дополнительных капиталовложений в этот вариант и срока их окупаемости.

Коэффициент экономической эффективности определяют по формулам (12.9) или (12.10), в которые подставляют величины капиталовложений и эксплуатационных расходов двух сравниваемых вариантов.

12.5. Технико-экономическое обоснование величины (размера) отверстия моста

Оптимальная величина отверстия моста, удовлетворяющая техническим и экономическим требованиям, может быть определена путем сравнения вариантов.

Намечают несколько вариантов с различной величиной отверстия. Эти варианты должны быть конкурентными, т. е. ни один из них не должен иметь явных и бесспорных преимуществ перед другими.

При ручном способе расчетов отверстия обычно разрабатывают не более 2-3 вариантов. При использовании ЭВМ количество разрабатываемых вариантов может быть увеличено,

Для всех вариантов отверстий определяют меру стеснения водотока, величину максимального подпора, глубину общего размыва, возможную глубину воронки местного размыва у опор. Методика определения указанных величин была рассмотрена выше.

Для каждого варианта составляют конструктивную схему моста, размеры подходных насыпей и регуляционных сооружений. По назначенным размерам моста, подходных насыпей, регуляционных сооружений и укреплений определяют объемы основных работ и стоимость строительства перехода. Эти данные необходимы для составления таблицы технико-экономических показателей вариантов, по которым производят их сравнение (рис. 12.7).

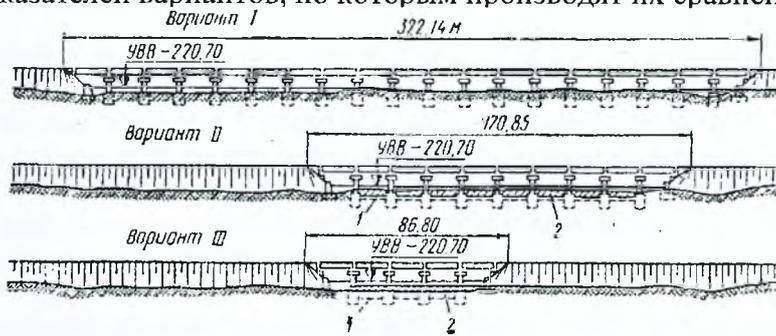


Рис. 12.7. Схемы мостов в вариантах назначения величины отверстия. 1 – линия расчетного размыва; 2 – срезка

Сравнение вариантов величины отверстия моста производят, прежде всего, по строительной стоимости перехода. При равных или близких стоимостях предпочтение следует отдавать менее трудоемкому варианту. При сравнении вариантов учитывают глубину возможного размыва русла и величину подпора перед мостом. При больших подпорах и глубинах размыва усложняется и удорожается пропуск паводковых вод.

При сравнении вариантов перехода учитывают расход остродефицитных металлоконструкций, арматурной стали, цемента и предпочтение отдают вариантам, требующим меньшего расхода материалов и конструкций.

Общую оценку каждого варианта производят путем суммирования оценок по каждому технико-экономическому показателю. При этом суммирование проводят с учетом степени важности каждого показателя в данных конкретных условиях. Для разных условий степень важности одного и того же показателя может быть различной.

Для сравнения вариантов величин отверстия моста, расположенного на данном переходе, можно рекомендовать систему технико-эксплуатационных, объемно-строительных и экономических показателей, приведенных в табл. 12.2.

Основные технико-экономические показатели вариантов назначения отверстий моста

Таблица 12.2

Наименование показателей	Варианты		
	I	II	III
Технико-эксплуатационные:			
длина моста, м	322,14	170,85	86,8
длина подходных насыпей, км	1,98	2,13	2,21
Величина коэффициента общего размыва	1	1,34	2,2
Максимальная толщина смываемого слоя, м	–	1,8	3
Величина максимального подпора, м	–	0,22	1,6
Объемно-строительные:			
объем железобетона, м ³	2400	1300	700
объем бетона, м ³	3350	5000	11000
объем земляных работ, тыс. м ³	113	140	151
Экономические:			
стоимость строительства, тыс. у.е.	1514	1377	1430
трудоемкость, чел.-дн.	33400	35500	51600

Эксплуатационные показатели, зависящие от места перехода, у этих вариантов будут примерно одинаковыми и сравнение по ним можно не производить.

Технико-эксплуатационными показателями в этом случае будут: длина моста; длина подходных насыпей; величина размыва под мостом; величина подпора; условия пропуска льда и другие показатели, характерные для конкретных условий перехода.

Объемно-строительными показателями будут: объем кладки из бетона, объем железобетонных конструкций, масса металлических конструкций, объем земляных работ, площадь укреплений и другие характерные показатели. Из экономических показателей в данном случае следует определять только строительную стоимость перехода и трудоемкость работ по его сооружению.

Сравнение приведенных в таблице технико-экономических показателей позволяет сделать следующие выводы:

- по стоимости наиболее дорогим оказался вариант I при величине отверстия $l_m = 300$ м. Его дороговизна обусловлена большой стоимостью пролетных строений и опор моста;
- наиболее дешевым оказался вариант II при величине отверстия $l_m = 150$ м. В этом варианте объемы работ по сооружению моста примерно в 2 раза меньше, чем в варианте I. Но в этом варианте увеличился объем подходных насыпей и значительно возрос объем регулиционных подпорных стенок;
- в варианте III объемы работ по сооружению моста уменьшились еще больше, но значительно возрос объем подпорных стенок. По этой причине стоимость варианта III оказалась больше, чем варианта II;
- по трудоемкости варианты I и II близки, а трудоемкость варианта III примерно в 1,5 раза превышает трудоемкость вариантов I и II. Это вызвано большим объемом монолитного бетона подпорных стенок в варианте III;
- из рассматриваемых трех вариантов величины отверстия моста вариант II с отверстием $l_m = 150$ м следует признать наиболее выгодным и рекомендовать его к осуществлению.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

- Андреев О.В. Проектирование мостовых переходов.– М.: Транспорт, – 1998, 212 с.
- Ротенбург И.С. и др. Мостовые переходы.– М.: Транспорт, – 1987, 328 с.
- Бегема П.Г. Переходы через водотоки.– М.: Транспорт, – 1973, 264 с.
- Бабков В.Ф. и др. Проектирование автомобильных дорог.– М.: Транспорт, – 1970, 402 с.
- Ротенбург И.С., Волинов В.С. Примеры проектирования мостовых переходов.– М.: Высшая школа, – 1969, 228 с.
- Болдаков Е.В. Переходы через водотоки.– М.: Транспорт, – 1965, 194 с.
- СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы.– М.: ЦИТП, – 1985, 200 с.
- СНиП 2.05.02-85. Автомобильные дороги.– М.: ЦИТП, – 1986, 51 с.
- СНиП 2.01.14-83. Определение расчетных гидрологических характеристик.– М.: Стройиздат, – 1985, 36 с.
- П2-01 к СНиП 2.05.02-85. Проектирование земляного полотна автомобильных дорог.– Мн.: КАД, – 2001, 107 с.
- Пособие 3.03.01-96 к СНиП 2.05.02-85. Проектирование дорожных одежд нежесткого типа.– Мн.: КАД, – 1997, 86 с.
- Справочник инженера-дорожника. Изыскания и проектирование автомобильных дорог.– М.: Транспорт, – 1977, 392 с.
- Шведовский П.В. и др. Методические указания для разработки курсовой работы по курсу «Проектирование мостовых переходов».– Брест, БГТУ, – 2003, 56 с.

Учебное издание

*Шведовский Петр Владимирович
Лукиа Владимир Валентинович*

Проектирование мостовых переходов (конспект лекций)

ISBN 985-6584-80-9



Ответственный за выпуск: *П.В.Шведовский*

Редактор: *Т.В. Строкач*

Художник: *П.В.Шведовский*

Компьютерная верстка: *Е.А. Боровикова*

Корректор: *Никитчик Е.В.*

Лицензия ЛВ № 382 от 01.09.2000 г. Сдано в набор 15.08.2003.

Подписано к печати 26.03.2004. Бумага «Снегурочка». Формат 60x84¹/₈.

Гарнитура Times New Roman. Усл.п.л. 27,0. Уч.изд.л. 29,0. Тираж 100 экз. Заказ № 297.

Отпечатано на ризографе Учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Лицензия ЛП 178 от 14.01.2003 г.