

ДЛЯ САМЛЕВНОГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

КАНАЛ  
МОСКВА  
ВОЛГА  
МОСТЫ  
ДОРОГИ

1932 - 1933

СТРОИИЗДАТ 1934



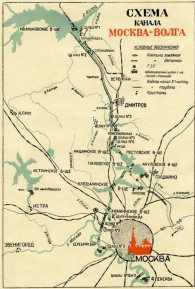


190-10

Пролетарии всех стран, соединитесь!



# СХЕМА КАНАЛА МОСКВА-ВОЛГА



## СЛОВАРИК СИМВОЛОВ

- Затвор, шлюз
- Дамба
- Г.Г.С.
- Водный канал и канал
- Железнодорожная линия
- Дорога

НИИД СССР  
БОРО ТЕХНИЧЕСКОГО ОТЧЕТА О СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАНАЛА  
МОСКВА—ВОЛГА

Для служебного  
пользования  
№ 415

КАНАЛ  
МОСКВА—ВОЛГА  
МОСТЫ и ДОРОГИ

1932—1937 гг.



## ОГЛАВЛЕНИЕ

|   | Стр. |
|---|------|
| <b>Раздел I. общий вид сооружений и их конструктивные формы в деталях</b>                   |      |
| <b>Глава I. Переустройство железных дорог</b> . . . . .                                     | 7    |
| 1. Переустройство Симбирской линии Вредлиной м. д. . . . .                                  | —    |
| 2. Переустройство Октябрьской м. д. . . . .   | 19   |
| 3. Переустройство Казаньской (Б. МЖД) м. д. . . . .   | 14   |
| <b>Глава II. Переустройство железнодорожных и мостовых дорог</b> . . . . .                  | 17   |
| 1. Переустройство Дзержинского шоссе . . . . .  | —    |
| 2. Переустройство Волжско-Камского шоссе . . . . .  | 29   |
| 3. Переустройство Ленинградского шоссе . . . . .  | 25   |
| <b>Глава III. Переустройство мостовых дорог местного значения</b> . . . . .                 | 29   |
| 1. Переустройство Хуровинского шоссе . . . . .  | —    |
| 2. Переустройство Машинного шоссе . . . . .   | 34   |
| 3. Мосты через дореволюционный канал . . . . .  | —    |
| 4. Перегонки в мостах Роговского шоссе в Дзержинске . . . . .                               | 32   |
| 5. Постройка новых дорог, связанных с железнодорожной канализацией . . . . .                | —    |
| 6. Паровые водопроводы . . . . .  | 35   |
| <b>Глава IV. Проектирование переустройства дорог и пересечений с канализацией</b> . . . . . | 35   |
| 1. Технические решения и выбор вариантов . . . . .  | —    |
| 2. Основные принципы и технические условия проектирования . . . . .                         | 38   |
| 3. Объемы и стоимость работ и сроки их выполнения . . . . .                                 | 40   |
| <b>Раздел II. железобетонные мосты</b>  |      |
| <b>Глава I. Железнодорожный мост Симбирской линии близ станции № 4.</b> . . . .             | 45   |
| 1. Характеристики моста пересечения . . . . .   | —    |
| 2. Основные мосты . . . . .   | 47   |
| 3. Результаты испытаний . . . . .   | 49   |
| <b>Глава II. Мост на Ленинградском шоссе через Химкинский водопроводный канал</b> . . . . . | 50   |
| 1. Характеристики моста пересечения . . . . .   | —    |
| 2. Основные мосты . . . . .   | 51   |
| 3. Результаты испытаний . . . . .   | 55   |
| <b>Раздел III. железобетонные мосты</b>   |      |
| <b>А. Химкинский железнодорожный мост</b>   |      |
| <b>Глава I. Общие вопросы проектирования и постройки</b> . . . . .                          | 58   |
| 1. Характеристики моста пересечения . . . . .   | —    |
| 2. Рельефные мосты и обходные пути . . . . .  | 59   |
| 3. Число путей на мосту . . . . .   | 60   |
| 4. Устройство освещения и обзор . . . . .   | 62   |
| <b>Глава II. Выбор типа моста</b> . . . . .   | 63   |
| 1. Варианты в асимметричном балочном мосту . . . . .  | —    |
| 2. Варианты консольно-балочного арочного моста . . . . .                                    | 66   |
| 3. Варианты железобетонного арочного моста . . . . .  | 67   |
| 4. Сравнение вариантов и выбор типа моста . . . . .   | —    |



|   |            |
|---|------------|
| <b>Глава III. Конструкция моста . . . . .</b>   | <b>68</b>  |
| 1. Устройство арок и свай . . . . .   | —          |
| 2. Подъемная часть . . . . .  | 73         |
| 3. Подвески и стойки . . . . .  | 77         |
| 4. Опоры моста . . . . .  | 78         |
| <b>Глава IV. Расчет пролетного строения . . . . .</b>   | <b>82</b>  |
| 1. Технические условия проектирования . . . . .   | —          |
| 2. Продольные балки . . . . .   | 83         |
| 3. Поперечные балки . . . . .   | 85         |
| 4. Арки . . . . .   | —          |
| 5. Связи между арками . . . . .   | 91         |
| 6. Подвески . . . . .   | 92         |
| <b>Глава V. Основной план работы на застройке моста . . . . .</b>                               | <b>—</b>   |
| 1. Строительная площадка . . . . .  | —          |
| 2. Последовательность и объемы основных работ . . . . .   | 94         |
| <b>Глава VI. Работы на опирании опираемой и опор моста . . . . .</b>                            | <b>95</b>  |
| 1. Ограждающие работы . . . . .   | —          |
| 2. Устройство опорных оснований . . . . .   | 96         |
| 3. Опорные основания на пролетной опоре . . . . .   | 99         |
| 4. Зависки свай оснований . . . . .   | 101        |
| 5. Испытание грунта и свай пробными нагрузками . . . . .  | 103        |
| 6. Работы по бетонированию опор . . . . .   | 104        |
| <b>Глава VII. Работы на сооружении пролетного строения . . . . .</b>                            | <b>107</b> |
| 1. Подвески и арки . . . . .  | —          |
| 2. Способ опирания арок и анкерная арка . . . . .   | 109        |
| 3. Бетонирование пролетной части и подвесок . . . . .   | 112        |
| 4. Измерения, контроль возложения бетона, контроль качества . . . . .                           | 115        |
| 5. Арматура . . . . .   | 122        |
| 6. Угловые деформации бетонной кладки . . . . .   | 126        |
| <b>Глава VIII. Вид и работу отдельных частей сооружаемой и моста моста<br/>в арке . . . . .</b> | <b>126</b> |
| 1. Расширительные арки . . . . .  | —          |
| 2. Расширительные пролетные части . . . . .   | 128        |
| 3. Испытание моста пролетной нагрузкой . . . . .  | 131        |
| 4. Наблюдения во время возведения моста . . . . .   | 134        |
| <b>Б. Железнодорожный мост Калининской ж. д.<br/>через шоссе № 5</b>                            |            |
| <b>Глава I. Общие вопросы проектирования и застройки . . . . .</b>                              | <b>136</b> |
| 1. Характеристики моста пролетной . . . . .   | —          |
| 2. Выбор типа моста . . . . .   | 138        |
| <b>Глава II. Конструкция моста . . . . .</b>  | <b>139</b> |
| 1. Пролетное строение . . . . .   | —          |
| 2. Опоры моста . . . . .  | 145        |
| <b>Глава III. Данные по расчету пролетного строения . . . . .</b>                               | <b>147</b> |
| 1. Технические условия проектирования . . . . .   | —          |
| 2. Балки подпролетного строения . . . . .   | 148        |
| 3. Свод . . . . .   | —          |
| <b>Глава IV. Строительство моста . . . . .</b>  | <b>149</b> |
| <b>Глава V. Расширительные и испытание моста . . . . .</b>                                      | <b>152</b> |
| <b>В. Хоремский городской мост</b>  |            |
| <b>Глава I. Общие вопросы проектирования и застройки . . . . .</b>                              | <b>157</b> |
| 1. Характеристики моста пролетной . . . . .   | —          |
| 2. Выбор типа моста . . . . .   | 158        |

|   |     |
|---|-----|
| Глава II. Конструкция моста . . . . .   | 164 |
| 1. Главная пролетная стропила . . . . .   | —   |
| 2. Бортовые пролетные стропила . . . . .  | 168 |
| 3. Опорная часть . . . . .  | 170 |
| 4. Опоры моста . . . . .  | 174 |
| Глава III. Данные на расчете пролетных стропил . . . . .  | 175 |
| Глава IV. Строительство моста . . . . .   | 178 |
| Глава V. Раскруживание и испытания моста . . . . .  | 181 |
| 1. Раскруживание . . . . .  | —   |
| 2. Испытание пролетной нагрузкой . . . . .  | 182 |
| <b>Г. Мневниковский шоссейный мост</b>  |     |
| Глава I. Общие сведения моста . . . . .   | 184 |
| Глава II. Основные расчетные данные . . . . .   | 188 |
| Глава III. Реализация конструкции моста . . . . .   | 190 |
| <b>Раздел IV. Туннели</b>   |     |
| Глава I. Туннель под первым Волжским шоссейным . . . . .  | 192 |
| 1. Общие сведения и основные размеры сооружения . . . . .   | —   |
| 2. Конструкция, расчеты и материалы . . . . .   | 194 |
| Глава II. Туннель на Волжском шоссе . . . . .   | 197 |
| 1. Общие сведения и основные размеры сооружения . . . . .   | —   |
| 2. Геологические данные и устройство основания . . . . .  | 201 |
| 3. Конструкция и расчет туннеля . . . . .   | —   |
| 4. Изделия туннеля, отдел воды, вентиляция и освещение . . . . .  | 203 |
| 5. Наблюдения за сооружением . . . . .  | 207 |
| Раздел V. значение строительства канала Москва—Волга и гидротехниче-<br>ские и санитарные работы вольных мостов . . . . . | 210 |

В связи с сооружением большого количества новых железнодорожных линий, вторых путей и автомагистралей, мостостроение в Советском Союзе приняло значительные размеры.

При строительстве одного из величайших сооружений II Сталинской пятилетки — канала Москва—Волга — построено 2 туннеля, 16 шоссежных и 8 железнодорожных мостов, из них 8 мостов с пролетами свыше 100 м.

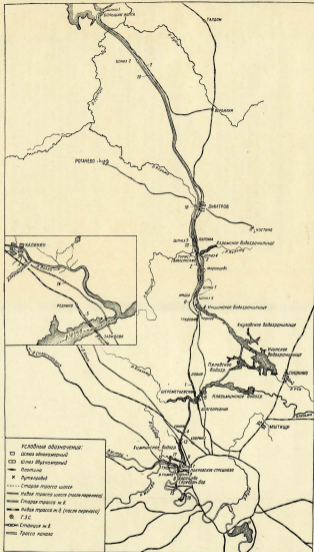
В этот период строительство шоссежных мостов больших пролетов на канале Москва—Волга было самым крупным, что же касается железнодорожных мостов, то в числе их два являются первыми крупнейшими железобетонными мостами в Советском Союзе.

С точки зрения мостостроения наибольший интерес представляют комбинированные при строительстве канала железобетонные мосты больших пролетов различных типов, впервые в таком большом количестве осуществленные в Советском Союзе.

Так как цель настоящего издания прежде всего отчетная, то здесь приводится кратко описание всех сооружений, а подробно описаны лишь наиболее интересные мосты, по которым приводятся данные о конструкции, расчете и производстве работ.

Редакционная коллегия полагает, что настоящий выпуск Отчета, содержащий изложение опыта Строительства канала Москва—Волга по проектированию и постройке крупных мостов и дорог, представит большой интерес для конструкторов и строителей мостовых и дорожных сооружений.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ



Фиг. 11. Схема канала с показанием переходов дорог:

1—перестройка Саванской линии Ярославской ж. д. на участке Диндров—Шереметьевская с мостом через канал и р. Казанку; 2—перестройка Саванской линии на участке Иша—Казорыла с мостом через р. Ишу; 3—перестройка Саванской линии на участке Вилеронова—Вирава с мостом через канал; 4—перестройка Октябрьской ж. д. на участке Хомери—Завка с мостом через Завковское водохранилище; 5—перестройка Октябрьской ж. д. на участке Давыдов—Рудаво с мостом через р. Шону; 6—перестройка Калининской ж. д. на участке Повороно—Странно—Тувново с мостом через шлюз М В и путепровод на Волыковском мосте; 7—механизированная ветвь Саванской линии на участке Вербань—В. Волна с мостом через р. Сестру; 8—перестройка Диндровского шоссе у оз. Давыдово с мостом через Каньковское водохранилище; 9—перестройка Диндровского шоссе на участке между ставками Черное и Пересмоно (у ст. Нижней) с путепроводом через Саванскую линию у ст. Туралана; 10—перестройка Диндровского шоссе на участке между ставками Вирова и Вилеронова с мостом через канал у ст. Ягрова; 11—перестройка Волыковского шоссе у Повороно—Глебова с троллейным мостом каналом и мостом через р. Давку; 12—перестройка Волыковского шоссе близ ст. Турново с мостом через обводный канал Сухановской ГЭС; 13—перестройка Диндровского шоссе у ода. Давыдов с мостом через Каньковское водохранилище; 14—перестройка Диндровского шоссе на перегоне Кава—Валыки с мостом через Пересмононый ручей и р. Шону; 15—перестройка Хоружавского шоссе с мостом через спрямляющую Маляковку; 16—перестройка Маляковского шоссе с мостом через шлюз М В; 17—мосты через дрифтывый канал Саванской ГЭС; 18—перестройка Рогонского шоссе с мостом через канал в г. Диндрове; 19—мосты Диндров—В. Волна с троллейж и голыми шлюзами М Г.

# I. ОБЩИЙ ОБЗОР СООРУЖЕННЫХ И ПЕРЕУСТРОЕННЫХ МОСТОВ И ДОРОГ

Трасса канала Москва—Волга (фиг. 1) на своем протяжении многократно пересекает ряд магистральных железных и автомобильных дорог, а также дорог районного и местного значения. Все пересечения канала с железными дорогами решены в разных уровнях посредством устройства мостов. Пересечения канала с магистральными автомобильными дорогами решены также в разных уровнях, но только в одних случаях с помощью мостов, в других — устройством туннелей под каналом. Дороги районного и местного значения в большинстве случаев пересекаются в одном уровне с помощью паровых переправ (фиг. 1).

## ГЛАВА I

### ПЕРЕУСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

В связи с сооружением канала Москва—Волга произведена постройка ряда новых железнодорожных мостов и переустройство отдельных затопляемых или подтопляемых участков на трех железнодорожных магистралях:

- 1) на Савеловской линии Ярославской ж. д.;
- 2) на главной линии Октябрьской ж. д.;
- 3) на Калининской ж. д.

#### 1. ПЕРЕУСТРОЙСТВО САВЕЛОВСКОЙ ЛИНИИ ЯРОСЛАВСКОЙ Ж. Д.

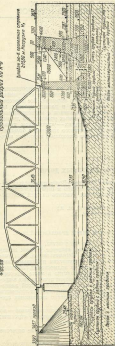
На Савеловской линии переустроены три участка.

Первым из них, считая от Москвы, является участок между основными пунктами Долгопрудная и Шереметьевская. Этот участок ж. д. пересекается каналом между Химкинскими и Клязьминскими водохранилищами. Для обеспечения заданных подмостовых габаритов потребовалось поднять железнодорожное полотно в месте пересечения на 12 м. Столь значительное повышение уровня пути, да еще в пределах станции (трасса канала пересекалась со старой трассой железной дороги в пределах ст. Хлебниково), было невозможно без коренного переустройства всего участка, которое потребовало выполнения следующих работ:

- 1) устройства нового двухпутного железного полотна (вместо — по ходу движения — от существующего) с укладкой верхнего строения;
- 2) постройки двухпутного моста через канал;
- 3) сооружения двухпутного моста через р. Клязьму на перегоне Долгопрудная — Хлебниково;
- 4) дополнительной укладки путей на ст. Лобня, куда переносилась все операция, производившаяся ранее на ст. Хлебниково;

Фронтальный разрез по А-А

Фронт



Фиг. 2. Фронт и прогонный разрез моста через канал Савинский у ст. Прокимей в 3,5 км ст. Хлебниково.

5) постройки на новом месте, бортах к ст. Лобна, платформы Новое Хлебниково;

6) устройства примыкания ветки южного завода к ст. Лобна (ранее ветка примыкала к ст. Хлебниково);

7) постройки трех новых искусственных сооружений.

Земляное полотно на береговом участке нормального поперечного профиля сооружено на местных грунтах. Наименьший радиус закруглений принят равным 600 м, наибольший уклон — 3,2%.

Ново на новом отводе сооружено двухпутное земляное полотно 4,5 км, а однопутное — 4,5 км, из которых 4,5 км приходится на ветку к южному заводу. Балласт для верхнего строения применяется местный; рельсы — типа Пв.

Мост через канал (фиг. 2 и 3) — однопролетный, под два пути; пролетные строения — типовые металлические однопутные, с одной поперечной балкой; расчетный пролет — 87,6 м; нагрузка — по схеме Н.

Устои моста — раздельного типа, массивные, из бетонной кладки без облицовки. Береговой пролет перекрывает отдельными под каждым путем типовыми железобетонными строениями, расчетный пролет которых — 15 м. Фундаменты устоев и береговых выкос заложены в открытых котлованах, непосредственно на грунте. В основании опор заложены плотные сваи.

Конусы отсыпаны на песчаном грунте и имеют в верхней части на высоту 6,0 м уклон 1:1, а в нижней — 1:1,25.

У двухпутного моста через р. Клязьму речной пролет перекрыт типовыми металлическими пролетными строениями, отделанными под каждый путь, с одной понизу; расчетный пролет их — 45,0 м (для одного пути использовано пролетное строение, такое же, как и ранее существовавшего моста через р. Клязьму). Береговые пролеты перекрыты такими же типовыми железобетонными балочными пролетными строениями, как на мосту через канал.

Опоры Клязьминского моста того же типа, что и у моста через канал, причем фундаменты московского баяна и дынянского обем-

ного устоя благодаря наличию в основании плотных пород заложены непосредственно на грунте, а две другие опоры основаны на деревянных сваях. Котлованы опор были ограждены деревянным брусчатым шпунтом. Конусы отсыпаны на песке. Откосы конусов в верхней части (на высоту 6,0 м) имеют уклон 1:1 и в нижней части — 1:1,25.

В связи с возникшим во время отсыпки головной части насыпи московского подхода вытеснением грунта в основании вокруг московского конуса отсыпан специальный боковой банкет шириной поверху 10,0 м с полуторными откосами. Банкет и конус укреплены камнем.

Основная часть бетонных работ на обоих мостах была выполнена в летнее время; бетон приготовлялся в бетономешалках, установленных непосредственно на площадках мостов.

Металлические пролетные строения обоих мостов были собраны и скреплены на подкостях, в пролете.

Перестановка старого пролетного строения на новые опоры моста через р. Клязьму осуществлялась путем поперечной передвижки по специально устроенным подмосткам.

Вторым переустроенным участком Савеловской линии является перегон между станциями Нюша и Турист. Старая трасса железной дороги перекладывалась здесь с каналом в четырех местах, и потому пришлось вывести железнодорожный путь почти всего перегона Нюша—Турист на новую трассу, которая проложена западнее ранее существовавшего железнодорожного полотна и проходит по возвышенности в насыпях, частью (возле пересечения р. Нюши) в насыпи. В связи с уменьшением объема работ новая трасса дороги проведена в непосредственной близости расстояния от канала. На переустроенном участке произведены следующие работы:

1) постройка двухпутного земляного полотна на протяжении 3,7 км с укладкой верхнего строения;

2) постройка трех малых искусственных сооружений;

3) постройка моста через р. Нюшу.

Земляное полотно возведено на местных грунтах и имеет



Фиг. 3. Вид головного моста у ст. Клязьмино.

нормальный поперечный профиль. Минимальный радиус закруглений принят равным 600 м, максимальной уклон  $3,2\%$ .

Верхнее строение уложено на песчаном балласте, рельсы — типа Па.

Мост через р. Икшу — однопролетный с металлическими пролетными строениями в виде балок со сплошными стенками. Устой моста — массивные бетонные; фундаменты устоев заложены в открытых котлованах на деревянных сваях. Открытие моста — 17,2 м.

Третьим перестроенным участком является перегон между станциями Турист и Яхрома. Этот перегон пришлось переустроить потому, что он пересекался каналом. Здесь произведены следующие работы:

1) постройка на протяжении 2,8 км нового двухпутного земляного полотна с укладкой первого строения пути;

2) постройка моста через канал;

3) возведение четырех малых искусственных сооружений;

4) устройство путевых зданий и переездов.

Проложенное по новой трассе на протяжении 2,8 км двухпутное земляное полотно минимально приподнято по сравнению со старым полотном, что вызвано необходимостью обеспечить под мостом требуемый судовой габарит.

Чрезвычайно неблагоприятные топографические условия заставили применить на подходе со стороны Дмитрова на одном пути радиус закругления в 600 м. Минимальный же радиус закруглений на отводе 600 м, а максимальный уклон —  $9\%$ .

Земляное полотно имеет нормальный поперечный профиль. Балласт для верхнего строения песчаный; рельсы — типа Па.

Малые искусственные сооружения на переустроенном участке выполнены из железобетона.

Мост через канал (блик шлюза № 4) 11-пролетный. Средний пролет перекрыт типовыми металлическими пролетными строениями, отдельными под каждый путь, с одной поперью; их расчетный пролет — 18,4 м. Воротные пролеты (по пять с каждой стороны) представляют собой подпорные балочные установки с типовыми разрезными балочными железобетонными пролетными строениями. Пересечение канала осуществлено в плане под углом  $64^\circ$ . Подробное описание моста приведено ниже в разделе «Металлические мосты».

Кроме перечисленных объектов строительством канала в порядке реконструкции Селенской линии построен на участке от ст. Хлебиково до ст. Дмитров (около 45 км) второй путь со всеми искусственными сооружениями, станционными устройствами и путевыми зданиями.

## в. ВЕРЕСТРОЙСТВО ОКТЯБЬСКОЙ Ж. Д.

Линия Москва — Ленинград Октябрьской ж. д. переустроена в связи с сооружением канала на двух участках — на перегоне между станциями Ховрино и Химки и станциями Завидово и Редовно.

На перегоне Ховрино — Химки железная дорога пересекает канал Москва — Волга близ ст. Химки в месте, где канал образует Химкинское водохранилище. Канал проходит здесь по долине р. Химки, протекающей равне под железнодорожной насылью в каменной трубе отверстием 4,36 м. Насыль в месте пересечения железной дорогой долины р. Химки имеет высоту до 17,8 м. Для обеспечения необходимого подмостового габарита железнодорожное полотно потребовалось поднять еще на 3,8 м. План железнодорожной линии при переустройстве не изменился; лишь немного сдвинул московский путь для соблюдения междупутья в 4,10 м.

Земляное полотно отсыпано в зоне затопления под четыре пути; на остальном протяжении — под два пути. Поперечный профиль на-



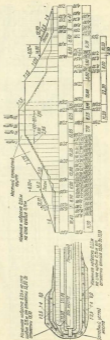
даны имеет нормальное очертание. Однако в нижней ее части ширина насыпи для придания ей устойчивости значительно разнота путем присыпки банкетов шириной поперек 8 м, с пологими откосами (фиг. 4). Балласт для верхнего строения путей представляет собой слой 0,25 м на песчаной подушке 0,2 м. Рельсы — типа Ia.

В месте пересечения железнодорожного полотна с каналом построено железобетонный арочный мост расчетным пролетом 116,0 м с одним пролетным строением под четыре пути (подобно об этом сказано при описании моста).

В период производства работ по переустройству железнодорожного пути и постройки моста через канал движение осуществлялось по специально устроенному временному двухпутному обходу (частично расположенному на эстакаде). Описание моста и производства работ по его постройке приведено ниже в разделе «Железобетонные мосты».

Основными работами по переустройству берегов Ховрино — Хамки являются:

- 1) повышение отметки земляного полотна на протяжении 4,5 км и укладка на этом протяжении верхнего строения;
- 2) отсыпка банкетов по обеим сторонам насыпи в зоне загромождения с устройством каменного крепления;
- 3) постройка моста через канал под четыре пути;
- 4) постройка железобетонного путепровода (класс разобранного) в месте пересечения железнодорожных путей с автожелезнодорожной дорогой;



Фиг. 4. План моста в разрезе через канал в Ховрино и Хамки на Октябрьской ж. д.





Однако постоянное подтопление насыпи сохраняется на сравнительно большом протяжении и после ее переустройства; кроме того в связи с большой водной поверхностью Волжского водохранилища насыпь подвергается воздействию сравнительно сильной волны (согласно расчету высота разбитой волны достигает 1,45 м). Поэтому очертание поперечного профиля и конструкция насыпи было удалено особенно большое внимание, в частности со стороны насыпи, обращенной к водохранилищу (левой по ходу движения), применены искусственные бермы: вкопане на откосах, соответствующий уровень гребня разбитой волны при нормальном горизонте водохранилища; вершинки — на уровне гребня разбитой волны при раскоте по своему заводскому горизонту. Крутизна откосов насыпи в верхней части принята 1:1,5; между первой и второй бермами — 1:2; в нижней части — 1:3.

Крепление откосов насыпи устройством следующее образом (фиг. 6).

1. В нижней части (до отметки на 1 м ниже уровня нормального горизонта воды) откосы укреплены одиночной мостовой. Выше указанной отметки вплоть до верхней бермы (т. е. в пределах колебания горизонтов и действия разбитой волны) крепление откосов выполнено тщательной укладкой камня в железных клетках в два слоя, на слое гравия или щебня.

2. Верхняя берма (со стороны водохранилища) укреплена слоем гравия в 10 см.

3. Со стороны залива берма укреплена одиночной мостовой.

4. Откосы насыпи, расположенные выше действия разбитой волны, укреплены одеревяшкой.

Для расположения новых путевых, служебных и жилых зданий потребовалось устройство специальных траверс, укрепленных аналогично насыпям.

Отсыпка земляного полотна производилась из местных грунтов местных карьеров с незначительной разработкой; грунт транспортировался главным образом по железнодорожной нормальной колеи и частично (около 10%) автомашинами.

Верхнее строение переустроенного участка было уложено на основании балласта с рельсами типа Ia. В подлогах к мосту, на протяжении 50 м в каждую сторону, путь уложен на щебеночном балласте.

Основными работами по переустройству перегона Завидово — Реданно является:

- 1) отсыпка и укрепление новой насыпи;
- 2) постройка нового моста через р. Шошу;
- 3) постройка блок-поста, а также путевых, служебных и жилых помещений.

Работы по отсыпке и укреплению насыпей были проведены с мая по октябрь 1936 г.

Все путевые работы и постройка моста были закончены к маю 1937 г., когда движение было переведено на новые пути.

## 4. ПЕРЕУСТРОЙСТВО КАЛИНИНСКОЙ (ж. ВСС) ж. д.

Ввиду особо стесненных топографических условий и отсутствия свободной территории в районе пересечения Калининской ж. д. каналом (перегон Покровское-Стрешнево — Тушино) вопрос о переустройстве этого участка железной дороги был подвергнут самой тщательной проработке, и выбранное в конечном итоге решение было рассмотрено и утверждено Правительством.

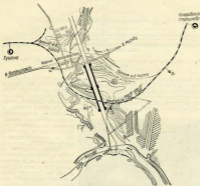
Согласно этому решению железнодорожный путь на перегон Покровское-Стрешнево — Тушино был переведен на новую трассу.

Принятая новая трасса дороги по выходе со ст. Покровское-Стрешнево отклоняется на запад и, пересекая нижнюю камеру шлюза № 8

под углом (в плане)  $58^\circ$ , вливается в старое направление в пределах московской горловины ст. Тушино (фиг. 7).

План и профиль новой линии выполнены в соответствии с существующими на Калининской ж. д. руководящим уклоном и минимальным радиусом закруглений. Линия на подходе к ст. Тушино построена стивковыми уклонами, с особого разрешения Правительства, допуском радиус 450 м.

Полная длина отвода по новой трассе 2,7 км.



Фиг. 7. План моста Калининской ж. д.

Земляное покрытие устроено под дни пути и выложено на песчаных и супесчаных грунтах, вынутых из котлована шлоза и канала. Поперечное сечение насыпи имеет нормальное очертание. Одновременно подводах и мосту вследствие большой высоты насыпей (более 20 м) им придано поперечное сечение, представленное на фиг. 8. Верхнее строение уложено на рельсов типа Пв на песчаном балласте<sup>2</sup> и лиана для одного пути, поскольку движение по этой линии пока одностороннее.

Канал (вернее, нижняя камера шлоза) перекрыт железобетонным дуговым арочным мостом (фиг. 9), расчетный пролет которого 120,0 м. Подробное описание конструкции этого моста и производства работ по его постройке приведено ниже в разделе «Железобетонный мост».

Кроме моста через канал на рассматриваемом участке были построены также следующие сооружения: трехарочный путепровод для про-

<sup>2</sup> Проектной группой комиссии предложено Уклонение Калининской ж. д. иметь песчаный балласт на лиановых.

пуска под железной дорогой Волоколамского шоссе и две железобетонные трубы отверстиями 3 м и 2 м для прохода рек Хинка и Чертухаки.

Расчетный пролет двух крайних пролетов путепровода — по 14 м, а среднего 19 м. Путепровод застроено и построен косым, так



Фиг. 8. Поперечный профиль канала на входе к мосту на участке Покровское-Стрешнево-Тушино.

как пересечение железной дороги с Волоколамским шоссе осуществлено под углом  $70^{\circ}12'$ . Створы путепровода выполнены из бетона; фундаменты заложены непосредственно на грунте; пролетные строения представляют собой разрезные железобетонные балки с балластным корытом, образуемым железобетонной плитой. Следует отметить, что чрезвычайно стесненные условия

выбора новой трассы, в которых усложнилось выносы, заставила расположить путепровод на закруглении с радиусом 450 м, совпадающим с углом  $7,65^{\circ}$ .

Таким образом в связи с переустройством Калининской ж. д. на территории Покровское-Стрешнево — Тушино выполнены следующие работы:

1) Отсыпка земляного полотна под два пути на протяжении 2,7 км и укладка на этом участке верхнего строения под один путь;

- 2) сооружение двухпутного арочного моста через канал;
- 3) постройка путепровода в двух бетонных трубах;
- 4) переустройство московской горловинной ст. Тушино.



Фиг. 9. Общий вид моста через канал № 8.

Кроме перечисленных работ на эксплуатировавшихся железных дорогах строительство канала Москва — Волга осуществляло постройку железнодорожной ветки Верёвск — Большая Волга (значала как временной, обслуживавшей стройплощадку Подпасского гидроузла, а затем как постоянной магистрального значения). Общая длина ветки 39,5 км, а со старыми путями — 90 км. На ветке построены четыре остановочных пункта, один разъезд, двадцать три производственных и разгрузочных тупика и мост через р. Сестру.

Мост через р. Сестру — однопролетный, с таловым металлическим стропильным расчетным пролетом 37,6 м. Опоры моста выполнены массивными, бетонными и основаны на деревянных сваях. Мост рассчитан под нагрузку  $H_1$ .

По окончании строительства канала линия Вербаки — Большая Вога слева Ярославской ж. д. находится в настоящие время в нормальной постоянной эксплуатации.

## ГЛАВА II

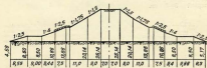
### ПЕРЕУСТРОЙСТВО МАГИСТРАЛЬНЫХ И ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ

При сооружении канала переустроены следующие магистральные шоссейные дороги:

- 1) Дмитровское шоссе;
- 2) Волоколамское шоссе;
- 3) Ленинградское шоссе.

#### 1. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ДМИТРОВСКОГО ШОССЕ

Дмитровское шоссе переустроено в связи с тем, что оно пересекается каналом дважды: в пределах Клязьминского водохранилища, у ст. Хлебниково Савеловской линии Ярославской ж. д. и в нижнем водходе к впадине № 3 близ ст. Храма той же дороги. Кроме того на протяжении 10,3 км в районе ст. Носы и Икитинского водохранилища Дмитровское шоссе перенесено на новую трассу по наземному направлению.



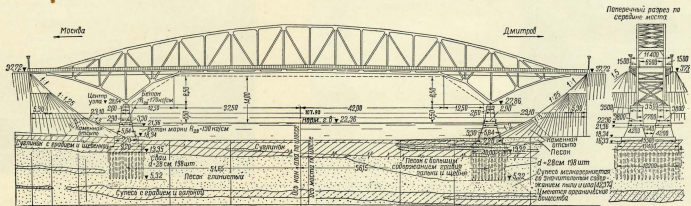
Фиг. 10. Примерное сечение канала в остоу Дмитровского шоссе у подхода к мосту через Клязьминское водохранилище.

В связи с пересечением Дмитровского шоссе (на 24-м километре) Клязьминским водохранилищем потребовалось построить мост через водохранилище и поднять на большом протяжении полотно шоссейной дороги. На переустроенном участке трасса Дмитровского шоссе по существу проложена по новому направлению, а 20—50 м от существующего.

Ширина земляного полотна переустроенного участка 13,8 м при ширине проезжей части 6,0 м. Тип покрытия на подходах к мосту — булыжная мостовая. Минимальный радиус закругления — 150 м и максимальный уклон — 4%. Насыпь подходов возле самого моста достигает высоты 21,2 м, ширина верха воды в месте пересечения — свыше 500 м. Вследствие этого конструкция подходов к мосту выполнена по индивидуальной проекту на основе расчета головной части насыпи на устойчивость. Поперечное сечение насыпи в плане подходов приведены на фиг. 10 и 11.







Фиг. 12. Мост через Клязьминское водохранилище на Дмитровском шоссе; фасад и поперечный разрез по середине моста.

летним строением, тождественным примененному для моста на Дмитровском шоссе у с. Клязьмино. Опоры моста запроектированы также по типу опор шоссейного моста у Клязьмино и отличаются лишь размерами, что обусловлено различием в высотах насыпи.

Старое направление шоссе на перегоне между станциями Турнист и Ягорова неоднократно пересекалось с трассой канала, местами вообще совпадая с ней. Это обстоятельство сразу же заставило принять решение о переносе Дмитровского шоссе на этом участке на новую трассу.

Новая трасса шоссе от ст. Турнист идет вдоль канала с западной стороны его. В месте пересечения канала с отводом Савеловской линии Ярославской ж. д. новая трасса шоссе пересекается с железной дорогой в разных уровнях, проходит в одном из пролетов подходов



Фиг. 13. Общий вид моста через Клязьминское водохранилище.

встады железнодорожного моста. За ст. Ягорова Савеловской ж. д. Дмитровское шоссе сворачивает направо и, пересекая канал, вливается в существовавшую ранее трассу. На этом участке Дмитровскому шоссе придана ширина земляного полотна 10,5 м при ширине проезжей части 6,5 м. Покрытие служит гидрозированное щебеночное шоссе (толщина щебеночного покрытия 0,08 м) по каменистому щебню толщиной 0,12 м. На подходах к мосту в пределах высоких насыпей проезжая часть была временно (до окончания осадки земляного полотна) замощена булыжником.

Минимальный радиус закруглений на переустроенном участке — 150 м, максимальный уклон — 4%, а длина в подходе к мосту достигла подъем 4,3%. Полная длина переустроенного участка — 5,0 км.

Представляет интерес железобетонный мост, сооруженный на отводе Дмитровского шоссе, через отводящий канал Ягроского водохранилища. Общий вид этого моста представлен на фиг. 14. Мост балочный двухколонный; расчетный пролет — 37,2 м; длина консолей — 17,0 м. Расчетная нагрузка — по схеме  $H_{10}$ , ширина пролета — 6,5 м, а тротуаров — по 1,5 м. Пролетное строение опирается на башки посредством железобетонных опорных частей, причем подпальные опорные части запроектированы в виде каменных свай. Башки моста — бетонные, фундаменты их основаны на деревянных сваях.

Как видно на фиг. 14, к консолям крайних балок подвешены тонкие декоративные плиты (из железобетона), закрывающие пролет между пролетными стропилами и конусом насыпи.

Следует отметить значительный вынос (17,0 м) консолей моста, ринный почти по линии пролета.

В июне 1937 г. Мостопыслательной станцией Московского автомобильно-дорожного института (МАДИ) было проведено испытание этого, а также и всех остальных построенных мостов статической и динамической нагрузкой, давшее хорошие результаты.

Кроме перечисленных искусственных сооружений на рассмотренном участке шоссе построена железобетонная труба отверстия 0,85 м.

Как указывалось выше, Дмитровское шоссе подверглось переустройству также в районе ст. Икша и Саволовской линии Ярославской ж. д. ил. точней,



Фиг. 14. Мост через открытый канал Ярославского водоканала. На заднем плане — водосток.

между селениями Черное и Маросцево. На этом участке старая трасса шоссе, пролегающая долиной р. Икши, во многих местах пересекалась с каналами и на значительном протяжении попала в зону Никитинского водохранилища.

Шоссе здесь проведено по новой трассе, смешанной, так же как и железной дороге на этом участке, к западу от канала, т. е. выше по косослору долины р. Икши. Новая трасса шоссе и

железной дороги идут параллельно в расстоянии 40—45 м друг от друга. В районе ст. Трудовое шоссе пересекает железную дорогу. В месте пересечения построен железобетонный рамный путепровод общей длиной поперек 25,8 м. Этот путепровод, ширины проезда которого равна 5,5 м, рассчитан под нагрузку  $H_{10}$ .

Кроме того на отводе шоссе выстроены 10 деревянных балочных и ригельно-подкосных мостиков через ручьи и овраги (общая длина мостов — 160 м) и четыре железобетонные трубы с отверстиями по 0,85 м (общая длина их 77 м).

Мосты построены по простям, составленным применительно к существующим типам на нагрузку  $H_1$ , при ширине проезда 5,0 м.

Минимальный радиус закруглений на отводе шоссе — 175 м, максимальный уклон — 5%. Ширина земляного полотна — 10,5 м, а ширина проезжей части — 5,5 м; покрытие — асфальтовое или гравийное, а на подходах к мостам — частично булыжная мостовая.

Основные работы по переустройству шоссе в районе Икши были закончены в ноябре 1935 г. Полная длина переустройства — 10,43 км. В период 1936—1937 гг. после осадочных ремонтов проезжая часть шоссе полностью заасфальтирована.

## 2. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ВОДОВОЛОЖСКОГО ШОССЕ

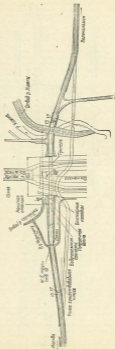
Переустройство Водоволожского шоссе в связи со строительством канала выполнено на двух участках: в районе поселка Покровское-Глебово, где шоссе пересекается с каналом Москва—Волга, и вблизи Тушино — в месте его пересечения с отводящим каналом Сколковской ГЭС.

С каналом Москва — Волга Волоколамское шоссе пересекается вновь верховой галереи шлева № 8, неподалеку от прежнего пересечения шоссе со старой трассой Калининской ж. д. В этом месте в целях достижения прямого пересечения железной дороги с новой трассой шоссе сильно искривлена, что чрезвычайно осложнило движение. При переустройстве шоссе в месте пересечения с судоподъемным каналом эта излучина спрямлена. Пересечение осуществлено путем прохода шоссе в туннеле под каналом. Туннель, выполненный из железобетона, имеет длину между границами оголовков 180,0 м и в поперечном разрезе разделен на две секции, в каждой из которых имеется проезд шириной 6,5 м и тротуар шириной 1,5 м. Подробное описание туннеля приведено ниже в гл. II разделе «Туннели».

Трасса шоссе в подходе к туннелю пролегает в изгибах. На подходах к туннелю ширина земляного полотна равна 17,0 м, а проезжей части — 13,0 м (габариты автомобильной дороги были приняты специальные, поскольку рассматриваемый участок переустройства находится в пределах Москвы). Минимальный радиус закругления — 300 м, максимальный уклон — 3%. Покрытие представляет собой булыжную мостовую толщиной 0,18 м на слое песка 0,17 м, впоследствии покрытую асфальтом.

Полная длина переустроенного участка равна 1,131 м. В результате спрямления излучины, проведенного при переустройстве, шоссе укоротилось на 20 м (фиг. 13).

При сооружении подходов к туннелю были при-



Фиг. 13. План участка Волоколамского шоссе в месте пересечения с судоподъемным каналом.



или специальные меры по дренированию земляного полотна, так как уровень грунтовых вод, установившийся после сооружения канала, был близок к отметкам верха земляного полотна. На протяжении около 70 м перед впадением в туннель под проезжей частью устроены траншеи, на подушка толщиной до 1 м. Также подушка, по всей ширине проезжей части, устроена дренаж из крупного песка, граница в гальке оброчной толщиной 90 см. Кроме того на протяжении 170 м в каждую сторону от туннеля заложены по обшим боковым сторонам подходов дренажи под кокетками. Когда уровень грунтовых вод повышается, то с помощью устроенной системы дренажа вода отводится в специальные подсобные колоды (устроенные возле туннеля), откуда она удаляется уже при помощи насосов. Устройство дренажа представлено на фиг. 15 и 16. На переустроенном участке шоссе построены железобетонный балочно-консольный мост через р. Химку. Расчетный пролет его 14,0 м; длина каждой консоли — 5,35 м. Мост рассчитан под автомобильную нагрузку по схеме Н<sub>2</sub> и трамвайную нагрузку по схеме московского трамвая. Габарит специальный: ширина проезда 15,0 м, тротуары — по 3,0 м.

На московском подходе построена железобетонная труба отверстием 1,0 м.

Движение по переустроенному участку открыто с августа 1936 г.

Вблизи ст. Тушино Калининской ж. д. проведено на протяжении 1,42 км спрямление Волоколамского шоссе и построен железобетонный мост через отводящий канал Сходненской ГЭС.

Переустройство Волоколамского шоссе на этом участке вызвано необходимостью углубления и спрямления русла р. Сходня, используемого для отводящего канала от ГЭС (фиг. 17).

Трасса переустроенного шоссе заархестрована в соответствии с проектом планировки Москвы и проходит по прямой; лишь в местах примыкания к старому извращенно шоссе трасса проходит по кривым с радиусами, равными с одной стороны 300 м, а с другой — 150 м. Наибольший уклон принят в 3%. Ширина земляного полотна на спрямлении равна 14,0 м, на подходах к мосту она увеличивается (соответственно ширине моста) до 32,0 м, а в местах примыкания к старой трассе (на участках длиной 50,0 м) суживается до ширины земляного полотна существующего шоссе (10,0 м). Ширина проезжей части равна 12,0 м, на переходных же участках, т. е. при подходе к мосту и в местах примыкания к старой трассе, проезжая часть соответственно расширяется до 25,0 м и суживается до 6,0 м<sup>1</sup>.

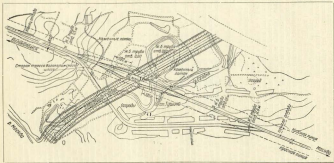
Новая трасса шоссе пересекает отводящий канал ГЭС под углом 49°. Мост через отводящий канал — косяк, трехпролетный, балочный, консольной системы (фиг. 18). Расчетный пролет двухконсольных балок — 26,82 м; длина консолей: береговых по 11,5 м и в среднем пролете — по 7,82 м. Расчетный пролет подвесной балки — 18,8 м. Полная длина моста 111,2 м.

Мост заархестрован под автомобильную нагрузку по схеме Н<sub>2</sub> и трамвайную по схеме московского трамвая. Ширина проезда на мосту — 25,0 м; тротуары — по 3,0 м.

Проезжие строения имеют 8 главных балок, расположенных (см. поперечное сечение) на расстоянии 4,43 м друг от друга (включая осевые). Огранике внешних граней балок сделаны по параболе. Крайние главные балки на береговых консолях имеют декоративные стойки (в виде тонких железобетонных плит), закрывающие пространство между консолями и конусом.

Опоры моста — массивные бетонные с фундаментными основаниями на деревянных сваях (в котлованах со шпунтовым ограждением).

<sup>1</sup> Вследствие при общей реконструкции Волоколамского шоссе габарит его был приведен в соответствие с автомобильным мостом.



Фиг. 17. План города Волоколамского монастыря от Тулы.

Открытые части выполнены из железобетона: подпорные — в виде каленчатых призматических балок, вставных — в виде железобетонных подушек. В местах опирания пролетного строения в балках предусмотрены стальные листы.



Фиг. 18. Фасад и поперечные разрезы моста через оводный канал Селдатовской ГЭС.

## 2. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ЛЕНИНГРАДСКОГО ШОССЕ

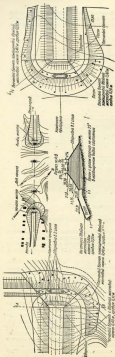
Ленинградское шоссе переустроено на участке возле сел. Химки, в месте пересечения шоссе с Химкинским водохранилищем, а также на нескольких участках между городами Каннин и Клин, где трасса шоссе на ряде участков подтапливалась подпором от Миньковской плотины.

На участке возле сел. Химки ось Ленинградского шоссе пересекается с осью судового канала в Химкинском водохранилище под углом  $35^{\circ}25'$ . Направление шоссе сохранено прежним и произведена лишь подьемка насыпи, высота которой у моста ныне достигает 21 м. Валин существовавшей ранее каменной трубы, пропускавшей под плотинное шоссе р. Химку, построен мост через Химкинское водохранилище.

Минимальный радиус закруглений на реконструированном Химкинском участке шоссе — 500 м, максимальный уклон — 9%. Ширина земляного полотна — 16 м, а проезжей части 11 м. Так как насыпи в подходе, характеризующиеся значительной высотой, выполняются на водотором прилегающих водохранилищам, то пришлось эти насыпи, равно как и вогнут моста, выполнять по индивидуальному проекту, определяемому не только очертаниями поперечного профиля, но и конструкцией самой насыпи (фиг. 19).

В зоне подтопления вдоль насыпей подходов отсыпан банкет до отметки, превышающей на 1,5 м существующий уровень воды в водо-





Фиг. 10. План верховной части дамбы—плота Ленинградского шоссе: А—плоты в Угловском водохранилище; Б—плоты в водохранилище; В—плоты в водохранилище; Г—плоты в водохранилище; Д—плоты в водохранилище; Е—плоты в водохранилище; Ж—плоты в водохранилище; З—плоты в водохранилище; И—плоты в водохранилище; К—плоты в водохранилище; Л—плоты в водохранилище; М—плоты в водохранилище; Н—плоты в водохранилище; О—плоты в водохранилище; П—плоты в водохранилище; Р—плоты в водохранилище; С—плоты в водохранилище; Т—плоты в водохранилище; У—плоты в водохранилище; Ф—плоты в водохранилище; Ц—плоты в водохранилище; Ч—плоты в водохранилище; Ш—плоты в водохранилище; Щ—плоты в водохранилище; Ъ—плоты в водохранилище; Ы—плоты в водохранилище; Ь—плоты в водохранилище; Э—плоты в водохранилище; Ю—плоты в водохранилище; Я—плоты в водохранилище.

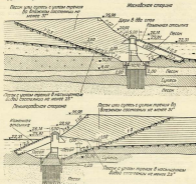
хранение. Ширина банкета поперек — 5,0 м. Откосы насыпей подходов в верхней части (на первых сверху шести метрах высоты) имеют крутизну 1:1,5, а в нижней части — 1:1,25. Откосы банкета — 1:2,5. Откосы кофуса в верхней части имеют уклон 1:1, ниже до банкета — 1:1,5 (фиг. 20). Насыпи подходов отсыпаны из песчаных грунтов местного карьера (в пойме р. Химки), доставлявшихся на место автомашинами; укладка насыпи производилась гусеничными тракторами и прицепными катками. Банкеты отсыпаны из песка, откосы на укреплены двойным слоем камня на слое гравия. В подопных конусах отсыпаны каменные узорные примы с заполнением пустот гравием. Откосы конуса выше банкета укреплены деревьями.

Мост через Химкинское водохранилище имеет три пролета, из них средний (115,0 м) — в виде металлической решетчатой арки с комбинированной затопкой, а крайние — в виде консольных балок (по 81,0 м). Опоры — бетонные, фундаменты их основаны на деревянных сваях. Подробное описание моста приводится ниже в разделе «Металлические мосты».

На время сооружения моста и устройства подходов к нему был построен обходной путь с временным деревянным мостом через р. Химку. Давление по плану построенному постоянному мосту и реконструированному участку шоссе открыто с 5 ноября 1935 г.

Переустройство отдельных участков Ленинградского шоссе на участке Клин — Калинин, как уже указывалось выше, было вызвано их подтоплением от подпора, создаваемого Иваньковской плотиной на Волге и ее притоком: р. Шона, ручьи Перемышловском и ряде других малых ручьев.

В плане почти все переустраиваемые участки собирали трассу существующего шоссе (заключение составляют переход через р. Шону и участок у с/в. Мельково, где увеличен до 300 м радиус закругления).



Фиг. 23. Продольные разрезы насыпей и выщелов в Калининском шоссе на участке Клин.

В местах, где не требовалось возмывать отсыпь насыпи, производилась только прсыпка земляного полотна в целях его расширения, а также для увеличения крутизны в для укрепления откосов. На остальных участках земляное полотно — одновременно с его расширением и увеличением крутизны откосов в его верхней части до 1:2 — было поднято до отсыпей, превышающих старые высокие горизонты воды и водоразливания на 0,5—1,0 м (в зависимости от характера подтопления). При досыпке земляного полотна старая проезжая часть, как правило, разбиралась.

Наибольший радиус закруглений на переустроенных участках — 300 м, наибольший продольный уклон — 4%. Ширина земляного полотна равна 18,0 м, а проезжей части — от 6,0 до 9,0 м. Тип покрытия — жесткая на известной шпале твердых пород толщиной 0,18 м на слое песка в 0,23 м.

Откосы земляного полотна укреплены в зависимости от степени подтопления их водохранилищем одним из следующих способов:

а) при глубине подтопления максимальным уровнем горизонтом воды до 1,5 м — одерновкой;

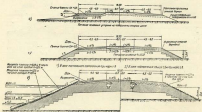
б) при глубине подтопления максимальным уровнем горизонтом более 1,5 м — укладкой камня слоем 0,2 м в активных клетках на слое гравия 0,09 м и

в) в зоне постоянного затопления, между отметками 11,0—13,0 — усиленным креплением слоя камня до 0,25 м на гравийной постеле до 0,15 м.

Типовые поперечные профили земляного полотна и крепление откосов показаны на фиг. 21.

Общая протяженность перестроенных участков составляет 20 км.

На перестроенных участках выполнены следующие работы по возведению и реконструкции искусственных сооружений:



Фиг. 21. Типовые поперечные профили земляного полотна перестроенных участков Ленинградского шоссе: а — при непостоянном подтоплении без редукции существующей проезжей части; б — при участках небольшой (до 1,5 м) вышестоящей; в — на участках больших (свыше 1,5 м) подтопления и на постоянно затопляемых участках.

1. Построен четырехпролетный балочный мост через Переморковский ручей. Пролетные строения моста — железобетонные, расчетные пролетом 17,3 м. Виаки — массивные бетонные; фундаменты их заложены в открытых колодцах на деревянных сваях; устои построены в виде железобетонных столбов на ободах фундаментов, основанных также на деревянных сваях.

По указанию Гупсодора (Главного управления шоссевых дорог) мост рассчитан под нагрузку  $H_{10}$  и дополнительную нагрузку в соответствии с ТУ на проектирование автомагистралей.

Габарит моста — Г-11. Ширина проезжей части — 12 м, тротуары — по 1,25 м.

2. Согласно первоначальному предположению о постройке нового моста через р. Шоню с установкой на новые опоры старых пролетных строений существующего железнодорожного моста через ту же реку были выстроены бетонные устои для этого моста. Фундаменты устоев основаны на деревянных сваях. Выполнены работы по устройству подходов и конусов и их укреплению.

Дальнейшее производство работ вследствие изъятия у НКПС старого пролетного строения Строительством канала было приостановлено с тем, чтобы временно продолжать пользоваться существующим

ным мостом. Основание работ и размещение заказа на новые пролетные строения были подготовлены на Гусиндор.

3. Реконструированы путем надстройки стальных сводов волею каменных мостов отверстиями от 2 до 6 м и построены один новый мост отверстиями 5 м, с пролетным строением в виде железобетонной плиты, опирающейся на бетонные опоры.

Работы на большинстве участков были выполнены с переводом движения на обочины, и лишь на одном участке движение было переведено на временный обходной путь.

Все участки были сданы в эксплуатацию в 1937 г.

## ГЛАВА III

### ПЕРЕУСТРОЙСТВО ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ МЕСТНОГО ЗНАЧЕНИЯ

В связи с сооружением канала Москва — Волга были переустроены и вновь сооружены некоторые шоссейные дороги местного значения (в том числе для обслуживания канала), а также построены несколько мостов (преимущественно городских). К основным объектам этих работ относятся:

- 1) Хорошевское шоссе, включая Хорошевский мост (Москва);
- 2) Мининковское шоссе, включая мост через канал № 9 (Москва);
- 3) мосты через дренажный канал (Москва);
- 4) Роговское шоссе с мостом через канал (Дмитров);
- 5) служебное шоссе Дмитров — Большая Волга и шоссе вдоль Подпорного канала.

#### 1. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ХОРОШЕВСКОГО ШОССЕ

Переустройство Хорошевского шоссе было вызвано тем, что оно пересекалось спрямленным руслом Москва-реки Хорошевским каналом. Так как это спрямление отрезало почти всю территорию Серебряного бора и расположенный здесь участок Хорошевского шоссе от центральной части Москвы, то для восстановления связи между этими двумя территориями потребовалось соорудить мост и переустроить шоссе на подходах к нему. Район пересечения находится в черте Москвы, в силу чего мосту и подходам к нему придали размеры, отвечающие требованиям столичного уличного движения.

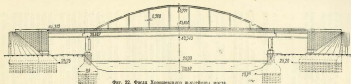
Расположение моста и подходов в плане выбрано с учетом проекта намеченной реконструкции этого района, согласно красным линиям, указанным Моссоветом.

Ввиду того что Хорошевское шоссе пересекает спрямление Москва-реки под углом  $67^{\circ}02'$ , мост построен в плане косым. Мост работает на три пролета (фиг. 25), из которых средний перекрывает железобетонным пролетным строением в виде гибкой арки с балкой жесткости (затяжкой), расчетным пролетом 100,8 м, а два боковых — балочными железобетонными строениями расчетным пролетом по 23,75 м. Средний пролетом перекрывается канал, крайними пролетами — набережные.

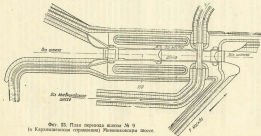
Ширина проезда на мосту — 19,0 м. Трогуары — по 3,0 м. Мост рассчитан на автомобильную нагрузку по схеме  $H_{10}$  и трамвайную по схеме  $T_{10}$ . Подробное описание моста и производство работ по его построению приведены ниже в разделе «Железобетонные мосты».

Московский подход к мосту имеет длину 337 м. Минимальный радиус закругления 100 м, максимальный уклон — 3%. Ширина проезжей части, составляющая на своем шоссе 6,0 м, увеличивается на подступах к мосту до 19,0 м.

На подходе со стороны Серебряного бора продолжением 432 м



Фиг. 22. Вид Каракумского шлюзового моста.



Фиг. 23. План перепада шлюза № 9  
(в Каракумском сормозном) Ризшикохара шлюза.

ширина земляного полотна доходит до 30,0 м (ширина проезжей части та же, что и на Московском подходе). Минимальный радиус принят здесь равным 100 м, максимальный уклон — 4%.

Тип покрытия на всем протяжении переустроенного участка — асфальтобетон на щебеночном основании.

Со стороны Серебряного Бора кроме земляного полотна Хорошевского шоссе устроены 840-м съезд к оед. Татарово. Ширина земляного полотна этой дороги — 9,0 м, проезжей части — 6 м. Тип покрытия — гравийное шоссе.

Переустроенный участок шоссе и мост через дренажный канал сдали в эксплуатацию в августе 1937 г.

## В. ПЕРЕУСТРОЙСТВО МЯСНИКОВСКОГО ШОССЕ

Карамышевское спрямление Москва-реки (с расположенным на нем заводом № 9) отрезает от столицы значительную территорию, отапливаемую сеткой этой реки. В соответствии с намеченным проектом реконструкции Москвы отрезанная территория должна быть использована для устройства большого спортивного стадиона; кроме того на ней подождала сооружению и существовавшие здесь ранее поселки. Территория эту связывала прежде с Хорошевским шоссе дорога, называемая Мясниковским шоссе.

При устройстве пересечения Мясниковского шоссе с Карамышевским спрямлением Москва-реки участок шоссе длиной 1,61 км проложен по новой трассе. Выбор места пересечения реки был отмечен в результате подробных исследований, в соответствии с намеченной планировкой города. Ввиду того что шоссе имеет местные изгибы, при переустройстве его были применены несколько облегченные технические условия, в частности минимальный радиус закруглений — 50 м, а максимальный уклон — 3,9%.

Ширина земляного полотна принята равной 10 м с увеличением ее на подступах к мосту до 17,5 м. Ширина проезжей части — соответственно 6—12 м. Тип покрытия проезжей части — щебеночный жесткая толщиной 0,15 м на слое песка 0,20 м; на подходах к мосту, в пределах высокой насыпи, уложена булыжная жостовая толщиной 0,18 м на слое песка 0,17 м.

В пересечении шоссе с Карамышевским спрямлением Москва-реки через завод № 9 (фиг. 23) построены железобетонный балочный двухколонный мост расчетным пролетом 45 м. Описание моста и производств работ по его сооружению приведено ниже, в разделе «Железобетонные мосты».

## В. МОСТЫ ЧЕРЕЗ ДРЕНАЦИОННЫЙ КАНАЛ

На территории, отрезанной от Волоколамского шоссе дренажным каналом, расположены промышленные предприятия в жилой поселок. Для восстановления связи этих предприятий и поселка с центром Москвы потребовалось соорудить два моста (железобетонных) через усиленный дренационный канал Сходненской ГЭС. Мосты построены по одной схеме и имеют по три пролета, перекрытых двумя двухколонными балками с водосточной в среднем пролете. Пролет двухколонной балки — 16,0 м; длина колонн — по 6,0 м. Пролет водосточной балки равен 11,0 м. Полная длина моста составляет 67,0 м (фиг. 24). Опорные части моста — железобетонные, облитого типа. Опоры — бетонные массивные, заложены в открытых котлованах непосредственно на грунте. У моста, расположенного на 1-м проезде, котлованы всех опор были ограждены деревянными брусчатыми шпунтом; у моста же, расположенного на 2-м проезде, шпунтом были ограждены лишь средняя опоры.

Описанные мосты различаются лишь по габариту: мост на 1-м проезде имеет проезжую часть шириной 12,0 м и два тротуара по 1,5 м, у моста же на 2-м (основном) проезде соответствующие размеры равны 25,0 и 3 м (для каждого тротуара). Этим определяется различие в количестве главных балок и их армировании.

Испытания мостов статической и динамической нагрузкой дали положительные результаты.

#### 4. ПЕРЕСЕЧЕНИЕ КАНАЛА РОГАЧЕВСКОГО ШОССЕ И ДМИТРОВА

Старая трасса шоссе пересекалась с каналом в центральной части Дмитрова. При сохранении этого пересечения потребовалось бы поднять бровку полотна на 14,5 м. Возведение такой высокой насыпи в центре города было бы весьма неудобным, поэтому на протяжении 2,23 км шоссе пришлось вывести за косяки трассы, пересекающуюся с каналом на окраине города — по 2-й Огородной ул.

Пересечение канала осуществлено под углом  $83^{\circ}30'$ , однако мост через канал вследствие незначительности угла косыми устроен в норм. Минимальный радиус закругления на отводе шоссе равен 150 м, максимальный уклон — 5,5%. Ширина земляного полотна — 8,5 м, в проезжей части — 5,5 м. Поперечный профиль земляного полотна — нормального типа. Проезжая часть выложена в виде булыжной мостовой при толщине щебенки 0,16 м на 17-см слое песка.

Мост через канал металлический однопролетный двухколонный балочный, запроектированный по типу мостов через канал на Дмитровском шоссе у станций Клебынское и Яброво; расчетный пролет — 108,5 м, длина ковшей — по 15,5 м. Мост рассчитан под нагрузку  $H_2$ .

Ширина проезжей части моста — 5,5 м, тротуары — по 1,5 м (тротуары выведены на косяки). Настил проезжей части состоит из деревянных досок, уложенных на ребро по балочной клетке; поверх досчатого настила уложен слой асфальта.

Столбы моста — бетонные, в виде отдельных столбов под каждую ферму, с обрешеткой фундамента, основанными на деревянных сваях. Общий вид в поперечном сечении моста приведен на фиг. 25.

Вслед за пересечением канала и Савеловской линии Ярославской ж. д. (в одном уровне) новая трасса шоссе пересекет р. Яброву.

В месте перехода через р. Яброву построены деревянный регулируемый мост общей длиной 76,38 м. Он рассчитан под нагрузку  $H_2$  и имеет тот же габарит, что и мост через канал.

Кроме этого на отводе Рогачевского шоссе построены бетонная труба отверстием 2,5 м и железобетонная двухкошковая прямоугольная труба отверстием  $2 \times 1,0 \times 1,5$  м.

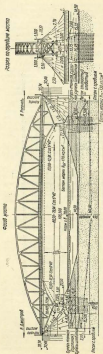
#### 2. ПОСТРОЙКА НОВЫХ ДРОГ, СВЯЗАННЫХ С ЭКСПЛУАТАЦИЕЙ КАНАЛА

Наиболее крупным объектом рассматриваемой группы является шоссе-ная дорога Дмитров — Большая Волга. Дорога начинается от разъезда Камыстры Савеловской линии Ярославской ж. д. близ Дмитрова и идет вдоль канала на север до посёлка Большая Волга. Здесь дорога переходит Волжский шлюз (№ 1) туннелем и выходит далее по Ивановской плотине на левый берег Волги. Местами дорога расположена по квалитерам, образованным в результате впадения канала. Общее протяжение построенного шоссе — 51,03 км.

Трасса этого шоссе, как и соответствующий ей участок трассы канала Москва—Волга, пересекает на своем пути три болота: Мельничское, Бутай-Зеркаловское и Кухоловское. В основном дорога проходит в насытках (наибольшая высота их — 7,32 м) и лишь на отдельных участках — в выемках (глубина выемок не превышает 3,56 м).







Фиг. 25. Фелд и разрез железного моста через канал Москва—Волга у Дмитрова.

Максимальный уклон дороги — 4%, минимальный радиус изгиба — 75,0 м.

Ширина земляного полотна за редкими исключениями равна 9,5 м, ширина проезжей части — 5,5 м. Проезжая часть покрыта гравийной 15-см одслойкой, впоследствии заасфальтированной.

Следует отметить, что дорога Дмитров—Вольная Волги связывает через Дмитровское шоссе с Московской ряд приволжских районов Калининской области. Поэтому значение ее выходит за рамки служебной дороги канала Москва—Волга.

По существу дороги эта является новым магистральным шоссе в общей сети государственных дорог.

На трассе дороги Дмитров—Вольная Волга построено ряд искусственных сооружений, в том числе:

- 27 деревянных мостов открытием от 1,5 до 20,0 м;
- 13 труб открытием от 0,5 до 2,5 м.

Кроме перемещенных сооружений построены железобетонный мост на бетонной Ивашковской плотине и туннель под Волжским шлюзом, связывающие дорогу с левым берегом Волги. Остатки туннеля приводятся ниже, в разделе «Туннели».

Второй по величине из числа построенных служебных дорог является шоссе вдоль Водопроводного канала общей протяженностью в 27,31 км; оно предназначено исключительно для обслуживания Водопроводного канала и проложено на первых 20,5 км с восточной стороны этого канала, а далее — с западной его стороны. Для перехода с одной стороны канала на другую устроены ряд переездов.

Почти на всем протяжении полотна дороги, проходящей вдоль Водопроводного канала, построены с земляными насы-

тона; в пределах первого километра, на протяжении около 250 м, дорога проходит в выемке. Минимальный радиус изогнутостей — 50 м; максимальный уклон — 5%.

Полотно дороги, ширина которого равна 7,5 м, полностью покрыто гравийной асфальт (Правительственным распоряжением комиссии потребовалось, чтобы в дальнейшем дорога была асфальтирована).

На трассе дороги построены следующие искусственные сооружения: 15 деревянных мостов равной длины, один из которых (через р. Клязьму) длиной 61,3 м; 8 труб из железобетона; 6 деревянных труб.

К группе служебных и подъездных дорог, построенных Строительством канала, относятся также следующие: 1) шоссе от ст. Новая Иерусалим Калининской ж. д. до Истринской плотины протяжением 12,5 км; 2) гравийная служебная дорога Акулово—Пестово—Павлово—Парголово длиной 10,8 км; 3) ответвление от Дмитровского шоссе к селу Шахово длиной 1,6 км; 4) подъезд к Библиографическому институту от Ленинградского шоссе длиной 3,85 км; 5) дороги к сел. Н. Семенихи длиной 0,9 км. Кроме того при сооружении канала построено свыше 25 более мелких подъездных дорог к школам, населенным пунктам, эксплуатационным поселкам, пассажирскому вокзалу, грузовой гавани, пристаням, остановочным пунктам, паровым переправам, к селениям, расположенным из зоны затопления, к железнодорожным станциям, промышленным предприятиям и т. д.

#### 6. ПАРОВЫЕ ПЕРЕПРАВЫ

Как уже указывалось, канал Москва—Волга пересекает значительное количество местных дорог. Возведение постоянных мостов или туннелей на пересечениях этих дорог с каналом было бы нецелесообразным. Экономически оправданными сооружениями в этих случаях могли быть только наплывные мосты или паровые переправы. Из этих двух типов более рациональнее оказались паровые переправы, потому что они менее стесняют движение судов по каналу.

Всего построено 14 таких переправ. При установлении мест для переправ руководящими критериями служили наиболее равномерное их размещение между построенными мостовыми переходами через канал и нужды местного населения. Размещение паровых переправ по трассе канала указано в табл. 1.

Таблица 1

| № п. п. | Километровый от себя от канала | Наименование дороги                      | Количество проходов для переправ |
|---------|--------------------------------|--|----------------------------------|
| 1       | 4                              | Ст. Большая Волга—Архангельское—Давыдово | 1                                |
| 2       | 8                              | Красное—Федорово                         | 1                                |
| 3       | 23                             | Круглово—Мельничье—Носово                | 1                                |
| 4       | 29                             | Глинское—Пестово                         | 1                                |
| 5       | 31                             | Запрудня—Гать—Павлово                    | 1                                |
| 6       | 39                             | Вашино—Давыдово—Петровское               | 1                                |
| 7       | 44                             | Кувшиново—Нашево                         | 1                                |
| 8       | 48                             | Фабрика—Татарино                         | 1                                |
| 9       | 71                             | Красное—Турне                            | 1                                |
| 10      | 76                             | Мельничье—Красное                        | 1                                |
| 11      | 81                             | Никитино—Наша                            | 2                                |
| 12      | 88                             | Давыдово—Родоставно                      | 2                                |
| 13      | 98                             | Никитино—Курьево                         | 2                                |
| 14      | 107                            | Никитинское—Желтово                      | 2                                |

Количество паронных причалов установлено в соответствии с величиной колебания горизонта воды в местах устройства паронных переправ. Так, для переправ № 1—3 колебания горизонта воды в канале достигает 7 м, для переправ № 11—14 эти колебания доходят до 2,4 м, а для остальных переправ (где устроены один причал) — не превышают 1,3 м.

Все причалы паронных переправ выполнены из железобетона. Подробное описание конструкции паронных переправ приводится в выпуске технического отчета «Путевые сооружения канала Москва—Волга».

## ГЛАВА IV

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕРЕУСТРОЙСТВА ДОРОГ И ПЕРЕСЕЧЕНИЯ С КАНАЛОМ

## 1. ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ И ВЫБОР ВАРИАНТОВ

Трасса канала Москва—Волга (фиг. 1), в особенности в своей Клязьминской части (от Дмитрова до Москвы), проходит по довольно обжитой, густо заселенной и застроенной территории. В пределах московского транспортного узла с каналом пересекается ряд важнейших магистралей железнодорожного и автомобильного транспорта.

В связи с этим перед проектировщиками и строителями дорог и мостов на канале Москва—Волга встала первоочередная задача запроектировать и построить также пересечения канала с существующими дорогами, которые полностью обеспечены бы нормальное движение как по новому водному пути, так и по существующим в эксплуатации дорогам, пересекающимся с каналом.

Первой (и самой по объему) задачей дорожно-мостового строительства, связанного с каналом Москва—Волга, являлся вынос застроенных участков железных дорог и автомобильных магистралей на более высокие отметки; второй задачей являлась в себя постройку дорог служебных (связанных с эксплуатацией канала), дорог местного значения и городских мостов.

При решении первой задачи в качестве основных были поставлены следующие два условия: 1) обеспечение заданных Наркомводом для канала Москва—Волга подмостовых габаритов и 2) поддержание во все время постройки сооружений в местах пересечений существующего русла на соответствующих магистралях нормального движения.

Для удовлетворения первого условия все дороги в месте пересечения с каналом, как правило, пришлось поднять на значительно более высокие отметки (порядка 20 м).

В зависимости от того, как удовлетворено второе условие, все пересечения дорог с каналом и реками и переустроенные в связи с подтоплением полотна участки дорог подразделяются на две группы:

1) пересечения (и переустройства), при осуществлении которых прежняя трасса дороги была оставлена без изменений и на время производства работ были построены временные обходные пути, и

2) пересечения (и переустройства), которые потребовали изменения трассы дороги на соответствующем участке, в силу чего движение во время производства работ на новой трассе продолжалось по старому направлению.

К первой группе относятся лишь следующие пересечения (и переустройства):

а) пересечение с главной линией Октябрьской ж. д. на берегу Хамки—Лаврино;

б) пересечение с Ленинградским шоссе у сел. Хамки;

в) переустройство Ленинградского шоссе на перегоне Клин—Калинин (здесь лишь некоторые отдельные участки старой трассы были несильно спрямлены).

Все остальные пересечения и переустроенные участки относятся ко второй группе.

Для пересечения канала с участком Октябрьской ж. д. Химки — Ховрино сохранение старой трассы дороги было принято по ряду весьма веских соображений.

Во-первых, старая трасса железной дороги пересекалась с осью судного хода канала под прямым углом.

Во-вторых, высота существовавшей в месте пересечения насыпи достигала 17 м и для обеспечения заданных подмостовых габаритов требовалось поднять полотно лишь на 3,80 м; использование существующей насыпи таким образом значительно сокращало затраты на производство земляных работ по подходу; насыпи же под обходным путем в последующем вошли в окончательный профиль полотна как искусственные бермы, обеспечивающие ему необходимую устойчивость; уменьшение объема земляных работ, естественно, сокращало и сроки строительства.

Существовавшая насыпь позволила также значительно уменьшить высоту подмостей, тем самым сократив затраты по постройке моста.

Третьим аргументом в пользу сохранения старой трассы явилось во обстоятельство, что железнодорожный путь участка Химки — Ховрино проходит на всем протяжении по правой и изменению плана было бы нежелательным.

При выборе варианта пересечения канала (Химкинского водохранилища) с Ленинградским шоссе у сел. Химки пришлось учесть требование дорожного ведомства и городских организаций о сохранении существующего направления шоссе.

Что касается переустройства Ленинградского шоссе на перегоне Клин—Калинин, где приходилось производить considerable подсымку полотна дороги, то на всех участках, за исключением перехода через Перекрестковский ручей, удалось обойтись даже без особо устраиваемого обходного пути; проезд в период работ поддерживался по обочинам и своему полотну; это оказалось вполне возможным потому, что движение на указанном перегоне было значительно менее интенсивным, чем у сел. Химки.

В некоторых местах пересечение канала с железными дорогами должно было получиться под таким острым углом, что сооружение моста на старой направлении потребовало бы чрезмерных затрат и вместе с тем усложнились бы все работы. В качестве примера можно привести пересечение с Савеловской линией Ярославской ж. д. между ст. Яхромы — Турки, где на протяжении около 3 км железнодорожные пути пришлось перевести на новую трассу.

Следует также отметить случаи, когда наряду с переводом трассы оказались необходимыми осуществить и переустройство хозяйства соответствующего участка. Примером может служить ст. Хлебниково Савеловской линии Ярославской ж. д., где трасса канала пересекла железную дорогу в пределах самой станции. На принадлежащем к ст. Хлебниково участке, как отмечалось выше, пришлось не только отказать от существовавшей оси дороги, но и переустроить все хозяйство дороги.

Особо трудной оказалась задача переустройства перегона Покровское—Стренино — Тушино Калининской ж. д. В этом случае представлялось необходимым прежде всего отказаться от старой трассы, так как условия пересечения оказались весьма сложными, а именно: а) место пересечения приходилось на вершинный бьеф шлюза и требовало поэтому устройства насыпи весьма значительной высоты; б) близость от пересечения с каналом старой трассы Калининской ж. д. распо-

лагалась также и место пересечения канала Волоколамским шоссе; а) тут же Волоколамское шоссе перескакивало и с железной дорогой.

Приведенные выше обстоятельства потребовали комплексного решения всех трех пересечений.

В результате железная дорога на протяжении 1,7 км была вынесена на новую трассу, где пересечение осуществлялось уже через каменную камеру шлюза, что позволило соответственно уменьшить высоту насыпи подходов и добиться как в плане, так и в профиле трассы минимально допустимых показателей.

В месте пересечения Волоколамского шоссе с каналом сформирована существовавшая ранее у железнодорожного путепровода выемка, за счет чего трасса шоссе на этом участке несколько сдвинута.

Так как канал в месте пересечения с шоссе (волее веревки голыш шлюза) проходит в насыщенных дамбах, то для обеспечения требуемых подкостомых габаритов потребовалось бы (по тем же причинам, что и для железнодорожного моста) сооружение высоких и массивных по объему насыпей; поэтому Волоколамское шоссе решено было пропустить под каналом в туннеле.

Принятое в отношении пересечений канала с Калининской ж. д. и Волоколамским шоссе решение позволяло дать наиболее правильную компоновку сложного транспортного узла, уменьшать насыпи подходов двустороннего моста, избежать их на шоссевой дороге в насыщенной обстановке без сооружения через канал шоссейного моста, который в этих условиях являлся бы более сложным сооружением, чем туннель.

Пересечения с каналом и переустроенные участки Дмитровского шоссе были в отдельных местах вынесены на новую трассу. Таким образом устраивать здесь временные обходы не было необходимости. Трасса всех отводов шоссе (у станций Хлебниково, Илья и Яхромы) была выверена с таким расчетом, чтобы выйти из зоны затопления, сократить эти до минимума укрепительные работы. При постройке новых участков шоссе земляные работы были осуществлены в незначительном объеме; исключением являются подходы к мостам через канал у станций Хлебниково и Яхромы, где высота насыпей определялась подкостомыми габаритами.

## **2. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРИБЛИЖИТЕЛЬНЫМ**

При проектировании переустройства и постройки шоссевых и железных дорог, а также сооружений на них были соблюдены требования Б. Наркомвода, НКПС, Гумисдора и московских городских организаций, а именно:

- 1) Б. Наркомвода — в отношении обеспечения необходимых условий для судоходства;
- 2) НКПС — в части, касающейся железных дорог и мостов на них;
- 3) Гумисдора — в части, относящейся к автомобильным дорогам и мостам на них;
- 4) московских городских организаций — в отношении мостов и дорог, расположенных в черте Москвы.

К конструкции мостов через канал Б. Наркомводом были предъявлены следующие пять основных требований:

- 1) судоходный канал должен перекрываться одним пролетом, без постановки промежуточных опор;
- 2) на всех участках канала, где в будущем может быть организована береговая тяга, одним пролетом надлежит перекрывать судоходный канал вместе с берейками (мост в Дмитрове на Рогожском шоссе, мост у ст. Яхромы на Дмитровском шоссе и мост на берегу Турык—Яхромы Савеловской линии);

3) вид пролетного строения должен возвышаться над расчетным судоходным горизонтом не менее чем на 14,0 м;

4) надводный подмостовой габарит при проходах через водохранилища должен иметь форму прямоугольника 100 × 14 м с допуском некоторого схода углов (мост на Октябрьской ж. д., мост на Днепровском шоссе у сел. Хлебниково);

5) подмостовые габариты мостов через шлюзы заданы с возвышением над пролетных строений над расчетным судоходным горизонтом (верхнего бьефа) на 14,0 м, а пролеты мостов — в соответствии с габаритами самих шлюзов.

Основные требования НКПС сводились к следующему:

1) проекты переустройства и постройки новых сооружений должны соответствовать ТУ НКПС;

2) в период производства работ надлежит обеспечить на переустраиваемых участках дороги нормальное движение и соблюдать на работах, выполняемых поблизости от действующих путей, правила технической эксплуатации железных дорог.

Со стороны Гидрослужбы были предъявлены требования, в основном аналогичные требованиям НКПС: обеспечить нормальное движение на переустраиваемых участках односторонних дорог и соблюдать при проектировании действующие технические условия.

При проектировании и осуществлении переустройства дорог и постройки мостов на них Строительство канала придерживалось принципа восстановления нарушенных транспортных обустройств.

Нельзя с тем однако забывать и те работы, необходимость которых обуславливалась верховной последующей реконструкцией соответствующих дорог и производством которых после постройки канала было бы к тому же невозможно или затруднено.

Аналогичные перспективные соображения являлись одним из основных критериев при переустройстве городских дорог и постройке мостов на территории, охватываемой генеральным планом реконструкции Москвы, утвержденным ЦК ВКП(б) и СНК СССР. К таким строительным объектам относились: 1) пересечение Волжско-Камского шоссе с судоходным каналом и с отводным каналом Сходненской ГЭС; 2) пересечение спрямленной Москва-река с Мяскиновским шоссе и с Хорошевским шоссе; 3) мосты через деривационный канал, подводящий воду к Сходненской ГЭС. Во всех этих случаях проекты были составлены в соответствии с замеченной планировкой района, габариты — заданы городскими организациями, а расчет и конструирование произведены применительно к специальным городским нагрузкам (трамвайной и др.).

При составлении проектов переустройства магистральных железных дорог применялись технические условия на проектирование магистралей — ТУМ 1934 г., а также технические условия НКПС на проектирование мостов. Исключения составили для железнодорожных мостов через канал: один баша ст. Химки на Октябрьской ж. д. и другой — на Калининской ж. д. (через шлюз № 8). На этих мостах впервые в СССР были применены железобетонные строения больших пролетов под тяжелую нагрузку (на Калининской ж. д. под два колесно-подкормочных пути и на Октябрьской — под четыре пути). Для проектирования этих двух мостов Строительством канала были составлены (для каждого моста отдельно) особые технические условия, которыми определялись: расчетные нагрузки (при загрузках более чем двух путей), особая нагрузка, динамические коэффициенты для различных элементов и допускаемые напряжения в железобетонных элементах, выполняемых из бетона высоких марок.

При расчете моста на Калининской ж. д. для пролетного строения приняты марки бетона  $R_{сж} = 210 \text{ кг/см}^2$  и  $R_{сж} = 250 \text{ кг/см}^2$ , а для мо-

гта на Октябрьской ж. д. — соответственно  $R_{\text{до}} = 250 \text{ кг/см}^2$  и  $R_{\text{до}} = 300 \text{ кг/см}^2$ .

Указанные технические условия в обоих случаях были утверждены НКПС.

Несмотря на то, что большинство переустроенных участков железных дорог расположено в застроенной местности и характеризуется весьма тяжелыми топографическими условиями, лишь в двух случаях были допущены отступления от ТУМ 1934 г., выразившиеся в уменьшении радиусов закруглений на подходах к станциям и к мосту (пересечение с Калининской ж. д. и пересечение Савеловской линии Ярославской ж. д. на участке Турост — Ядром) до 450 м. Эти отступления были санкционированы специальным решением НКПС и постановлением СНК СССР.

При проектировании переустройства автогужевых дорог строительство канав руководствовалось соответствующими ТУ и Н.Ф. Цуддорфранка (выпуск 1933 г.). В проектах металлических пролетных строений шоссейных мостов учтены частично также нормы проектирования металлических мостов НКПС.

Городской мост на Хорошевском шоссе был запроектирован применительно к нормам проектирования московских городских мостов и к ТУ и Н.Ф. Цуддорфранка (выпуск 1933 г.).

## 2. ОБЪЕМЫ ОСНОВНЫХ РАБОТ И СТОИМОСТЬ ИХ ВЫПОЛНЕНИЯ

Выполненные при сооружении канала Москва—Волга работы по переустройству и постройке новых мостов, железных и автогужевых дорог имеют весьма значительный объем.

Всего в связи с постройкой канала построено новых и переустроенных:

|   |          |
|---|----------|
| а) железнодорожные железные дороги (на отдельных участках общей длиной 21,8 км) и переезды на один путь и с утратой станционных путей — станция | 70 км    |
| б) железнодорожные шоссейные дороги   | 48,8 км  |
| в) дороги местного значения, шоссейных и автомобильных шоссейных дорог  | 140 км   |
| г) железнодорожных мостов (на путях канала искусственных сооружений)  | в объеме |
| д) шоссейных мостов (на путях канала искусственных сооружений)  | 14       |
| е) путепроводов   | 1        |
| ж) туннелей   | 1        |
| з) парковых терриконов  | 14       |

В табл. 2 приводятся подразделение построенных при сооружении канала искусственных сооружений на дорогах.

Таблица 2

| Тип транспортных канав   | На пересечении с существующими каналами |  |             | На пересечении с другими каналами, реками и ручьями |  | Всего |
|--------------------------|---|--|-------------|---|--|-------|
|                          | металлобетонные мосты                   | металлические пролетные строения мосты | путепроводы | металлобетонные мосты                               | металлические пролетные строения мосты |       |
|                          |   |  |             |   |  |       |
| Железные дороги . . .    | 2                                       | 2                                      | —           | 1   | 2                                      | 4     |
| Автогужевые дороги . . . | 2                                       | 4                                      | 2           | 8   | —                                      | 16    |

Основные данные, характеризующие выполненные работы по переносу, переустройству и сооружению наиболее крупных объектов дорог, приведены в табл. 3.

Таблица 3

| № п.п.                 | Наименование выполненных работ<br>в объемах  | Протяженность<br>перестроенного<br>участка<br>в км | Стоимости<br>в тыс. руб. |
|------------------------|--|--|--------------------------|
| а) По железным дорогам |  |  |                          |
| 1                      | Перенос Сивильской линии на участке Долгоруд-<br>ная—Шереметьевская . . . . .                        | 4,9  | 1 653,5                  |
| 2                      | То же, между станциями Нема и Турост . . . . .   | 4,9  | 2 949,5                  |
| 3                      | То же, между станциями Турост и Барона . . . . .   | 2,8  |                          |
| 4                      | Перестройка Октябрьской ж. д. на перегоне За-<br>видово—Калони . . . . .                             | 4,5  | 4 654,1                  |
| 5                      | Перестройка Октябрьской ж. д. у р. Шола (на<br>участке Завидово—Реданно) . . . . .                   | 9,2  | 16 150,4                 |
| 6                      | Перенос Калининской ж. д. у Покровского-Стрелецка  | 2,7  | 3 144,9                  |
| б) По шоссе и дорогам  |  |  |                          |
| 1                      | Создание нового шоссе Дмитров—Б. Волга . . . . .   | 51,00  | 8 648,3                  |
| 2                      | Отвод Рязаньского шоссе в Дмитрове . . . . .   | 2,24   | 1 903,9                  |
| 3                      | Перенос Дмитровского шоссе на участке ст. Виро-<br>ст—Турост . . . . .                               | 3,0  | 2 649,2                  |
| 4                      | То же, между станциями Черное и Маросаино . . . . .  | 19,80  | 2 341,5                  |
| 5                      | То же, у Клязьминского водохранилища (ближе ст.<br>Клязьминской) . . . . .                           | 2,39   | 1 894,3                  |
| 6                      | Создание служебной траншейной дороги вдоль ави-<br>рабочего канала и Постовской и Палинской плотинах | 10,80  | 1 725,7                  |
| 7                      | Отвод Рязаньского шоссе . . . . .  | 1,81   | 383,6                    |
| 8                      | Перестройка Ленинградского шоссе на участке<br>Клони—Калони . . . . .                                | 19,89  | 17 368,9                 |
| 9                      | Перестройка Волжского шоссе у Покровско-<br>го—Глубока . . . . .                                     | 1,13   | 1 331,7                  |
| 10                     | То же, около г. Тушина . . . . .   | 1,42   |                          |
| 11                     | Постройка ствальной ст. Волжского шоссе в<br>двух переделах через дерзавинский канал . . . . .       | —  | 1 828,7                  |
| 12                     | Постройка служебной дороги вдоль Водопроводного<br>канала с переделами и переотсылками . . . . .     | 27,3   | 3 600                    |

Всего по пересечениям и перестройкам выполнено свыше 7,7 млн. м<sup>2</sup> земляных работ, из которых около 1 млн. м<sup>2</sup> приходится на перестройку Октябрьской ж. д. на перегоне Завидово—Реданно, свыше 1 млн. м<sup>2</sup> — на перестройку Ленинградского шоссе на участке Клони—Калони и 0,8 млн. м<sup>2</sup> — на перенос Калининской ж. д. у Покровского-Стрелецка.

Основные мосты из числа построенных на канале Москва—Волга характеризуются стоимостными и объемными показателями, приведенными в табл. 4.



Таблица 4

| М. вкл.                         | Место расположения  | Сила в шт.     | Объем работ      |              |                      | Стоимость моста в тыс. руб.   |
|---------------------------------|---|----------------|------------------|--------------|----------------------|---|
|                                 |   |                | по проекту в шт. | по факту в т | по факту в тыс. руб. |   |
| <b>а) Железнодорожные мосты</b> |   |                |                  |              |                      |   |
| 1                               | Через канал (III прележный) на перелезении в Саввинской линии между станциями Турист и Ярва | 3 220          | 10 778           | 404,4        | 3 519,7              | 5 773,1   |
| 2                               | Через канал на перелезении с Саввинской линией у ст. Дзержинское                            | —              | 4 329            | 31,8         | 3 21,0               | 1 408,1   |
| 3                               | Через канал при перелезении с Октябрьской ж. д. у ст. Канки (на перегоне Кожань-Линка)      | 1 710          | 14 829           | 1 183,0      | —                    | 6 908,9 <sup>1</sup>  |
| 4                               | На перелезении Калининской ж. д. со каналом № 8   | 1 084          | 11 889           | 490,5        | 53,8                 | 2 899,3   |
| 5                               | Через р. Клязьму на отводе Саввинской линии между станциями Долгоруковская и Шереметьевская | 544            | 4 680            | 32,6         | 1 19,5               | 523,1   |
| 6                               | Через р. Сестру на перегоне Варданашин-В. Востг Калининской ж. д.                           | 458            | 1 528            | 3,1          | 381,5                | 1 311,1   |
| 7                               | Через р. Шошу на Октябрьской ж. д.  | 712            | 6 223            | 5,5          | 722,9                | Стоимость моста и стоимость переустройства ж.-д. участка                              |
| 8                               | Путепровод Калининской ж. д. через Волосинское шоссе  | —              | 2 399            | 33,7         | 3,1                  | Стоимость путе-ремонта моста и стоимость переустройства Калининской ж. д.             |
| <b>б) Шоссейные мосты</b>       |   |                |                  |              |                      |   |
| 1                               | Через канал на отводе Рыбинского шоссе в Дмитрове   | — <sup>2</sup> | 1 483            | 2,7          | 497,5                | 1 132,5   |
| 2                               | То же у ст. Ярва на отводе канала Москва—Дмитров  | 358            | 1 268            | 0,6          | 503,0                | 1 430,3   |
| 3                               | Через отводный канал Ярославского водохранилища при перелезении шоссе Дмитров—Москва        | 204            | 1 380            | 122,8        | —                    | Стоимость моста и стоимость переустройства Дмитровского шоссе на перегоне Ярва—Турист |
| 4                               | Через Калининское водохранилище на отводе Дмитровского шоссе у оск. Дзержинское             | 308            | 1 568            | 7,5          | 560,0                | 1 284,7   |
| 5                               | Через Калининское водохранилище на Дмитровском шоссе  | 1 458          | 6 058            | 29,5         | 1 784,8              | 5 103,6   |
| 6                               | Через канал № 9 при перелезении с Московским шоссе  | —              | 4 787            | 202,8        | —                    | 848,6   |

<sup>1</sup> С временным обходом в стоимость. Стоимость вставленного моста 4 204,3 тыс. рублей.

<sup>2</sup> Данные нет.

| № шлюза | Место расположения   | Семь в шт. | Объем работ               |                |                          | Стоимость шлюза в тыс. руб.   |
|---------|--|------------|---------------------------|----------------|--------------------------|---|
|         |  |            | по длине в м <sup>2</sup> | по площади в т | по стоимости в тыс. руб. |   |
| 7       | Через Харьковское судоходное Канальное сооружение                              | 2560       | 18 503                    | 1 450          | —                        | 7 872,2   |
| 8       | Путепроход Днепропетровского шлюза на Саванской дамбе (в районе ст. Трудовка)  | —          | 200                       | 4,5            | —                        | Стоимость шлюза и стоимость перестройки Днепропетровского шлюза между селами в районе Червоны и Мирново |
| 9       | Мост через р. Хинку на Волончанском шлюзе                                      | 307        | 771                       | 60,5           | —                        | Стоимость шлюза и стоимость перестройки Волончанского шлюза у Покровского-Глобова                       |
| 10      | Мост через р. Сидань на Волончанском шлюзе (район с. Тушино)                   | 1760       | 7296                      | 465,2          | —                        | —   |
| 11      | Мост через ручей Переморский на Днепропетровском шлюзе                         | 207        | 1 600                     | 80,8           | —                        | Стоимость шлюза и стоимость перестройки Днепропетровского шлюза на переезде Киев — Киев                 |
| 12      | Мост через дурмановый канал Своденской ГЭС на оползательном Волончанском шлюзе | —          | 3 740                     | 104,8          | —                        | Стоимость шлюза и стоимость строительства шлюза   |
| 13      | То же  | —          | 5 421                     | 105,2          | —                        | Стоимость шлюза и стоимость строительства шлюза   |

Общая характеристика объемов работ на постронных туннелях сводится к следующим показателям (табл. 5):

Таблица 5

| Назначение и место расположения туннеля                        | Объем работ |          |                                  | Стоимость туннеля в тыс. руб. |
|--|-------------|----------|----------------------------------|-------------------------------|
|  | длины       | бетонный | по устройству дренажных труб в т |                               |
|  |             |          |                                  |                               |
| Туннель под головой шлюза № 1 (в конце шлюза Днепр — В. Волга) | 164,3       | 3,8      | —                                | 2 370,3                       |
| Волончанский туннель под шлюзом № 8                            | 80,3        | 12,0     | 1 213,0                          | 4 304,3                       |

Всего при сооружении мостов и туннелей выполнено около 150 тыс. м<sup>3</sup> бетонных и железобетонных работ, установлено свыше 6 000 т арматуры, забито около 15 000 свай и смонтировано свыше 8 000 т металлоконструкций.

Сроки строительства дорожных и мостовых сооружений канала были весьма сжаты. Так, перевозки Сивилговской линии были проведены примерно в годичный срок (по участку Жерома—Турист — с 1935 г. по ноябрь 1936 г., по участку Икша—Турист — с 1934 г. по ноябрь 1935 г.). Одна из крупнейших железодорожных арочных железобетонных мостов — через шлюз № 8 — был начат постройкой в апреле 1935 г. и сдан в эксплуатацию уже 4 августа 1936 г.; четырехпутный железобетонный арочный мост на Октябрьской ж. д. был построен за 11,5 месяцев и т. д.

В настоящем разделе приводится подробное описание двух наиболее интересных и крупных металлических мостов, построенных на канале Москва — Волга: 1) железнодорожного моста на Савеловской линии, близ шлюза № 4 и 2) шоссейного моста на Ленинградском шоссе через Хамановское водохранилище, близ г. Хамов.

### ГЛАВА I

## ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ МОСТ САВЕЛОВСКОЙ ЛИНИИ БЛИЗ ШЛЮЗА № 4

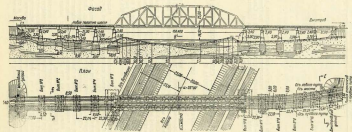
### 1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Постройка моста была вызвана, как уже указывалось, пересечением канала с Савеловской линией на перегоне ст. Турост (б. Володарская) — ст. Яхромы. В месте пересечения трасса железной дороги была переведена на новое место, образуя с осью канала угол в  $64^\circ$  (фиг. 26 и 27). Пути Савеловской линии Ярославской ж. д. в пределах московской подводящей ветки и самого пересечения с каналом расположены на прямой и на площадке. С дмитровской же стороны трасса дороги расположена на прямой  $R=600$  м и на уклоне. Таким образом, московский устой и быки № 1—6 находятся на прямой и на площадке, а быки № 7—10 и дмитровский устой — на прямой и на уклоне. Ось самого канала в месте пересечения идет по прямой  $R=1500$  м, следуя направлению долины р. Яхромы.

Геологическим разведкам, произведенным в районе расположения моста, известны пойму р. Яхромы, склоны московского бугра и дмитровского косогора на 100—200 м от оси канала.

Склоны дмитровского косогора оказались сложными из песчано-глинистых грунтов, залегающих на большую глубину. Склоны московского бугра образованы главным образом из песчаных грунтов (равноокрестные пески с гравием и галькой, а также глинистые и пылеватые грунты); толща песком покрыта по склону супесчаным слоем от 1,0 до 1,5 м; ниже песком, на отл. 12—18 м, лежит толща древних оверно-болотных супесей и суглинков.

Самая долина р. Яхромы состоит из чрезвычайно быстрых напластованных аловатых супесей, распространяющихся на большую глубину. На дневной поверхности эти супеси имеют большое количество органических примесей (торф), а на большой глубине характеризуются пылевидной структурой с примесью слюды. Между супесками залегает прослойка глинистого песка, расположенные на 8—10 м от дневной поверхности. Мелкозность этих прослоек по отдельным связкам имеет весьма переменную величину.



Фиг. 26. Ферма и план моста через канал на Сивинской линии между станциями Варюха и Турост (у здания № 4).

Указанные геологические условия потребовали особой осторожности в проектировании не только самого моста, но и подходов к нему.

Пробной забивкой свай была установлена возможность применения свайного основания, так как допускаемая нагрузка на сваю, исключенная по отказам, оказалась достаточной (в пределах 20—25 т).



Фиг. 27. Общий вид моста через канал между станциями Ярково и Турост.

### 2. ОПИСАНИЕ МОСТА

По требованию Б. Наркомвода зеркало канала и дно его боковника надлежало перекрыть одним пролетом.

Генеральные размеры канала в месте пересечения его с железной дорогой установлены применительно к нормальному поперечному профилю канала на кривой  $R=1500$  м. В соответствии с этим профилем и с углом пересечения ( $64^\circ$ ) ширина между осями боковников составила 134,0 м.

Высота судового габарита под мостом — 14,0 м.

Мост рассчитан на двухпутное железнодорожное движение магистрального значения под нагрузку  $H_2$ .

При выборе схемы моста основным моментом явилось правильное разрешение вопроса о подходах к мосту.

Во всех намечавшихся вариантах главный пролет перекрывает типовыми металлическими однопутными стропильными решетчатыми пролетами 158,4 м. В отношении подходов намечались разные решения. В одном из них предлагалось сконструировать мост однопролетным на раздельных устоях, а подходы устроить на насытках.

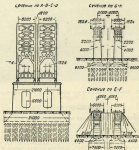
Однако в этом случае опоры, основанные на сваях, ставились бы под угрозу деформаций от возможных в начальный период значительных осадок основания насыти, грунта которого представляет собой влажные торфянистые супеси, насыщенные водой; вероятные при осадках явления вытравливания грунта должны были сопровождаться дополнительными горизонтальными нагрузками, опасными для устойчивости опор. Переход на глубокие сезонные основания сильно удорожал бы стоимость моста, не устраняя необходимости возведения насыти на наветных, торфянистых супесях.

Устройство опор в случае предварительного сооружения насыти аннулировало возможность выполнять работы в заданные сроки.

На основании приведенных соображений и анализа остальных вариантов Строительство канала решило для обеспечения полной надежности береговых подходов и соблюдения срока окончания работ заменить насыпи подходов на достаточном протяжении железобетонными подходами-астиадами.

Главный пролет моста, перекрывающий канал с бечевниками, как и было сказано, осуществлен в виде типовых металлических пролетных строений с одной колонной, отдельных под каждой путю, расчетный пролетом 15,4 м.

Для береговых подходов было построено по пять пролетов с каждой стороны, перекрытых отдельными для каждого пути раз-



Фиг. 28. Поперечные разрезы моста через канал между станциями Карма и Турст.

резими железобетонными типовыми балочными пролетными строениями  $l = 21,0$  м (фиг. 27).

Выносы под металлостроительными пролетными строениями — общие для обеих путей; опоры железобетонных пролетных строений на подходах — отдельные под каждой путю (фиг. 28). Все опоры моста бетонные. Основанием всех опор за исключением устоев и крайнего дитровского бьика служат деревянные сваи  $d = 26$  см. Устои моста и крайний дитровский бьик основаны непосредственно на грунте.

Каждое пролетное строение подходов астиады состоит из двух балок, соединенных между собой жестко диафрагмой, а поперек — железобетонной плитой, образующей балластное корыто. Армирование балки показано на фиг. 29. Высота ребра — 3,03 м. Толщина стенки ребра у опор 0,60 м; в средней части балок на протяжении 15,70 м толщина стенки ребра уменьшается до 0,40 м, причем нижняя часть ребра сохраняет постоянную толщину 0,60 м по всей длине балки. Расстояние между осями балок — 2,30 м.

Толщина диафрагмы — 0,35 м; четыре средние диафрагмы имеют осевые проемы размером  $1,00 \times 0,60$  м.

Ширину каждого пролетного строения между перилами — 6,00 м, расстояние между осями смежных пролетных строений — 10,00 м.

Марка бетона пролетных строений принята  $R_{bt} = 170 \text{ кг/см}^2$ .

Динамический коэффициент при расчете принят для плиты 1,30 и для балок 1,20.

Наибольшие напряжения достигают: для бетона на сжатие —  $63 \text{ кг/см}^2$  и на растяжение —  $12,7 \text{ кг/см}^2$ ; для арматуры —  $1.300 \text{ кг/см}^2$ .

Нагрузка на одну сваю достигает 25,6 т.

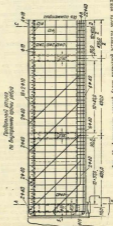
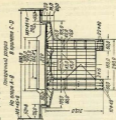
## 2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИИ

После, которым испытывались металлические пролетные строения, состояли из двух паровозов серии З' и З'', сцепленных трубами вперед, и 15 дровосных вагонов.

Эквивалентная нагрузка для середины пролета от испытательного поезда без учета давления составила 3,60 т/пог. м; эквивалентная расчетная нагрузка по осям Н, равна 8,60 т/пог. м.

Средние величины укрутка прогибов при статическом нагружении оказались для середины обоих пролетных строений равными 25,4 и 27,4 мм. Величина остаточного прогиба при первом нагружении получилась равной 7% от упругого прогиба; сравнительно небольшая величина остаточного прогиба, по-видимому, объясняется тем, что до испытания моста по нему проходила рабочая поезда.

Расчетная величина статического прогиба от



Фиг. 20. Арматура средней балки пролетной стали моста между сваями Борной в Турист.



испытательной нагрузки составляет 41,9 мм, прогиб от нагрузки  $N_2$  равен 100,4 мм (с учетом динамике). Конструктивная поправка для прогиба равна в среднем:

$$\frac{1}{2} \cdot (28,4 + 27,4) \cdot \frac{1}{41,9} = 0,666.$$

Т. е. можно ожидать следующую величину прогиба от расчетной нагрузки:

$$0,666 \cdot 100,4 = 66,9 \text{ мм.}$$

Измерение фибровых напряжений в указанном месте также показало, что эти напряжения ни в одном случае не достигают расчетной величины осевого напряжения. Иные говоря, действительная жесткость пролетных створений оказалась больше расчетной.

Для выяснения работы металлических пролетных створений на динамическую нагрузку были проведены испытания двух видов: 1) с помощью вибродвигательной машины, установленной на середине пролета, и 2) пропуском испытательного поезда с различными скоростями.

Сопоставляя конструктивные поправки для прогибов от статической и вибродвигательной нагрузки было получено среднее значение конструктивной поправки — 0,623.

На основании результатов испытаний осевой нагрузкой металлических пролетных створений обочек путей за наибольшее значение динамического коэффициента принята величина 1,073, получаемая при проходе поезда со скоростью в 24—25 км/час. Расчетная величина динамического коэффициента составляет  $1 + \frac{27}{30 + 158,4} = 1,143$ , т. е. превышает полученную при испытании вышесказанную максимальную величину.

Правительственная комиссия по приемке сооружений канала Москва—Волга признала качество работ по сооружению описываемого здесь места отличным.

## ГЛАВА II

### МОСТ НА ЛЕНИНГРАДСКОМ ШОССЕ ЧЕРЕЗ ХИМКИНСКОЕ ВОДОХРАНИЛИЩЕ

#### 1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

В связи с пересечением канала Москва—Волга Ленинградским шоссе потребовалось переустроить соответствующий участок этого шоссе и соорудить мост через водохранилище канала.

Шоссе образует с осью судового хода угол в  $32^{\circ}26'$ .

По данным геологических изысканий было установлено, что коренные породы в месте пересечения канала с дорогой залегают достаточно глубоко и состоят в большей части из глинистого песка, супеси и суглинки.

В месте расположения Ленинградского устья и близка имеются супеси, идущие до отн. 65,00 м; далее, до отн. 49,00 м, встречается известная супесь; наконец до отн. 26,70 м залегают слои глинистого песка (коренные породы).

Под опорами московской стороны до отн. 48,00 м залегают суглинки со щебнем и гравием; далее, до отн. 45,00 м, расположена ледяная глинистая супесь, под которой до отн. 38,00 м лежат известная супесь; еще ниже находится коренные породы в виде глинистых песков.

Подопны фундаментов всех опор заложены на отм. 48,00 м — на слое глинистого песка.

Основные требования, предъявленные к мосту, сводились к следующим:

1) высота судолодного габарита под мостом — не менее 14,00 м на протяжении 84,00 м;

2) полное судолодное отверстие в мосту — не менее 100,00 м;

3) ширина проезжей части моста — 12,0 м, тротуары — по 1,50 м;

4) мост должен быть рассчитан на автомобильную нагрузку по схеме  $H_{100}$ .

### В. ОПИСАНИЕ МОСТА

Мост трехпролетный с металлическими пролетными строениями, пролеты которых равны 81,0+133,0+81,0 м (фиг. 30 и 31).

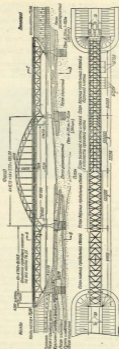
Пролетное строение главного пролета представляет собой сложную консольную арку с повышенной датскойой.

На консоли арки опираются береговые пролетные строения в виде одноконсольных балочных ферм с треугольной решеткой.

На консоли береговых пролетов опираются железобетонные плиты, служащие для сопряжения моста с насытью.

Пролетные строения изготовлены из стали марки Ст. 3.

Каждая из опор моста представляет собой два отдельных столба, связанных поверху железобетонной распоркой и опирающихся на один общий массивный фундамент, основанный на деревянных сваях (фиг. 32).



Фиг. 30. Ферма и план моста на Дамском мосту через Канальский водохранилище.

Быки имеют по площадке фундамента размер  $11,50 \times 25,40$  м и основаны на деревянных сваях  $d = 28$  см, забитых в количестве 364 шт. под каждый бык.

Устои — размером по площадке фундамента  $10,40 \times 25,40$  м — также основаны на деревянных сваях  $d = 29$  см, под каждым устоем забито 360 свай.

Наибольшее давление на сваю  $d = 28$  см составляет 19,4 т, а на сваю  $d = 29$  см оно равно 21,5 т.

Фундаменты — из бетона марки  $R_{bc} = 150$  и  $150$  кг/см<sup>2</sup>. Тяга опор — из бетона марки  $R_{bc} = 170$  кг/см<sup>2</sup>.

Арочные фермы главного пролета имеют расчетный пролет 135,0 м и консоли по 11,5 м. Расстояние между осями ферм 11,50 м. Ферма работает в междусторонней части на 18 панелей: длина крайних от опор



Фиг. 31. Общий вид моста через Хаманское водохранилище.

панелей — по 6,73 м, остальных — по 7,72 м; панели консолей имеют длину по 6,75 м.

Литаяка поставлена на уровне вторых узлов фермы.

Высота арки над опорой — 10,69 м, а в ключе — 4,06 м. Стрела подыма от середины арки до центра литаяки равна:

$$f = 18,96 \text{ м}; f : d = 1 : 5,70.$$

Очертание консолей арки принято по параболе со стрелой для верхнего пояса 20,82 м и для нижнего пояса 17,50 м.

Очертание литаяки принято также по параболе со стрелой подыма по 0,54 м с целью придания продольного уклона проезжей части моста.

Определение усилий в элементах фермы произведено из условия, что ферма должна работать как двухшарнирная арка с литаякой.

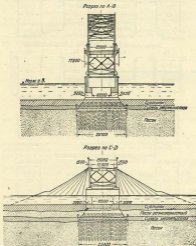
Во время монтажа эта ферма являлась трехшарнирной аркой с литаякой за счет временного третьего шарнира, устроенного в середине пролета арки в узле нижнего пояса. На трехшарнирную арку с литаякой передавалась основная часть постоянной нагрузки (вес главных ферм, связей и вес металла проезжей части).

После замыкания временного шарнира трехшарнирная арка превращается в двухшарнирную, принимающую также и остальную часть постоянной нагрузки (выстил проезжей части, асфальт) и вес временную нагрузку.

У консолей фермы скрепке — двухстенчатой. Верхний пояс в пролете имеет П-образное сечение с уголками, обращенными наружу. В вер-

нем пояс и аркасы консолей, а также во всех указанных поясах сечение швеллерного типа на двух вертикальных панелях с уголками наружу. Сечение латвийки аналогично сечению латвийского пояса, но с уголками, обращенными внутрь сечения (фиг. 33).

Стойки в пределах от опоры до латвийки имеют сечение Н-образное с уголками внутрь. Стойка-подвеска на конце консоли —



Фиг. 33 Поперечные разрезы моста через Хивинское водохранилище.

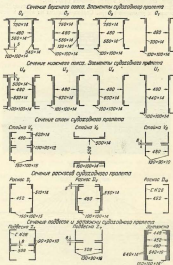
двухстенчатого швеллерного типа. Остальные стойки — двутаврового сечения из четырех уголков.

Рядомы в пределах консоли и от опоры до латвийки имеют двухстенчатое сечение швеллерного типа, склепанное из листов и уголков; остальные рядомсы — того же типа, но из прокатных швеллеров.

Подвески — двутаврового сечения из четырех уголков; подвески в узлах 8, 10 и 11 кроме того усилены швеллерами.

Закладки для всей формы проката одинакового диаметра — 23 мм.

Для образования на время монтажа трехшарнирной арки был установлен временный шарнир в узле *II* главного пролета, а элементы верхнего пояса *II* и *II'* не были склеены между собой. После снятия



Фиг. 33. Сечения поясов и других элементов моста через Хивинское водохранилище.

форм с подмосткой элементы *II* и *II'* были склеены в шарнир тем самым был ликвидирован.

Наибольший строительный подъем середины главного пролета равен 248 мм; соответственно принятому подъему концы консолей опущены на 22 мм.

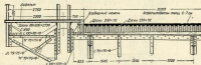
Продольные связи в плоскости пролетной части на протяжении консоли являются верхними связями, а на протяжении лопатки — ниж-

нами. Система связей — полураскосная. Раскосами служат главные поперечные балки. Сечения раскосов связей образуются из одного уголка.

В плоскости верхнего пояса арки свая — ромбической системы. В пределах первых двух панелей арочного пролета верхние сваи прерываются и заменяются поперечной рамой. Сечение раскоса связей — крестовое из двух уголков. Сечение раскоса — двутавром из четырех уголков.

Свая в плоскости нижнего пояса на протяжении консоли — полураскосовой системы; от опорного узла до заделки — ромбической системы; далее эта свая переходит в плоскость заделки.

Кроме продольных связей пролетное строение включает в себя также поперечные связи, расположенные в арочном и боковом пролетах через одну панель в плоскостях стоек.



Фиг. 34. Конструкция арочной части судового пролета моста через Хивинское водохранилище.

Пролетная часть моста образована из металлической балочной клетки, поддерживаемой деревянной асфальтированной частью крестового типа (фиг. 34). Сечение доок  $21 \times 7$  и  $22 \times 7$  см. По докам уложены слои асфальтобетона толщиной 5—7 см.

Уклоны и направления в элементах фермы приведены на фиг. 35, поясняющей работу элементов.

Однокосовые фермы береговых пролетов имеют переменную высоту. Пролет ферм равен 67,50 м; длина консоли — 11,50 м. Решетка ферм — треугольная с доопорными стойками.

Ферма разбита на 12 панелей длиной по 6,75 м. Высота фермы над береговым выком — 9,06 м, в месте опирания на консоль фермы судового пролета — 8,54 м; в среднем между опорами — 7,86 м.

Верхний пояс идет с уклоном 2%, нижний — горизонтален в пределах между опорами, в пределах же консолей — ломанный. Соприкосновение моста с насыпью устроено с помощью железобетонной плиты, опирающейся со стороны фермы на крайнюю поперечную балку, а со стороны берега на специальную легкую железобетонную опору. Расчетный пролет плиты — 4,11 м при полной длине берегового пролета 4,28 м; толщина плиты — 19 см.

### 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

В качестве испытательной нагрузки были использованы нагрузки автомобиля ЗИС-5 полным весом по 6,6 т. Автомашинны устанавливались в четыре ленты с интервалом 4,0 м ось от оси в продольном направлении и 1,1 м между колесами соседних машин в поперечном направлении. При максимальной нагрузке пролетное строение на мост было введено 64 автомашинны. Испытательная нагрузка составила около 87% расчетной.

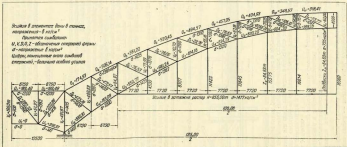


Рис. 26. Свая формы гидравлического проекта моста через Хинганские водохранилища.

Прогиб в середине главного пролета при статическом нагружении колебалась в пределах от  $\frac{1}{4220}$  до  $\frac{1}{4500}$  расчетного пролета. По проекту прогиб должен был составить  $\frac{1}{1750}$ . Так как испытательная нагрузка составила 0,87 от расчетной, то отношение измеренного наибольшего прогиба к расчетному определится так:

$$\frac{1750}{4500 \cdot 0,87} = 0,45.$$

Для концов консолей главного пролета при аналогичном испытании наибольший прогиб получился равным  $\frac{1}{680}$  от выноса консоли. По данным расчета этот прогиб должен был быть равен  $\frac{1}{450}$ . Следовательно отношение измеренного наибольшего прогиба к расчетному в данном случае равно:

$$\frac{450}{680 \cdot 0,87} = 0,76.$$

Для боковых пролетных строений прогибы при статическом действии испытательной нагрузки также были значительно ниже соответствующих расчетных значений.

Измеренные напряжения в элементах пролетного строения сильно отличаются от расчетных. Так, в элементах главного пролета образуют на себя внимание низкие конструктивные поправки и верже пониже (0,41—0,58) при весьма высоких конструктивных поправках и вконец пониже (1,04—1,66).

Характерна также весьма слабая работа латанки, напряжения в которой колебались в пределах от 0,16 до 0,35 от расчетных напряжений.

В подвесках имели место значительная перегрузка внутренней ствиги; средние напряжения здесь достигали 270—312 кг/см<sup>2</sup>, ввиду того как в наружной ствиге она колебалась в пределах 6—37 кг/см<sup>2</sup>.

Динамическое испытание моста заключалось в определении вертикальных и горизонтальных колебаний пролетного строения. Испытание производилось двумя тракторами ЧТЗ совместно с двумя грузовыми машинами ЗИС, каждая из которых была нагружена трехтонной нагрузкой. Результаты испытания показали, что пролетное строение обладает в районе пролетающей части значительной горизонтальной жесткостью. В то же время возбудимость пролетного строения в отношении вертикальных колебаний оказалась повышенной, что до некоторой степени однако компенсируется большим коэффициентом затухания.

Принимательственная комиссия по приемке канала отметила, что опаснейшим в настоящей главе мост заслуживает особого внимания, а качество работ по сооружению моста признала отличным.



## А. ХИМИНСКИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ МОСТ

### ГЛАВА I

#### ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ

##### 1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Как уже указывалось выше, канал пересекает линию Ленинград—Москва Октябрьской ж. д. у ст. Химки. В этом месте канал проходит по глубокой долине р. Химки, образуя Химковское водохранилище.

В месте пересечения высота железнодорожной насыпи ныне достигает 23 м. При сооружении железной дороги насыпь была отсыпана

на под две железнодорожных пути; впоследствии (до сооружения канала) была произведена подсыпка насыпи для укладки третьей пути.

Река Химка до сооружения канала пропускалась под железнодорожной насыпью в трубе отверстием 4,26 м (фиг. 36). Постройка канала потребовала замены этой трубы мостом.

Геологическая разведка, произведенная в месте пересечения канала буровыми скважинами на глубину 40 м, показала следующие: верхние слои долина на глубину 2,5—3,0 м состоит из супесчаных грунтов; ниже, на глубину до 24,0 м, перекашиваются слои желто- и среднезернистых песков, частично мелкозернистых гальку и глинистые



Фиг. 36. Насыпь Октябрьской ж. д. и труба, пропускавшая р. Химку.

Глубина: верхние слои долина на глубину 2,5—3,0 м состоит из супесчаных грунтов; ниже, на глубину до 24,0 м, перекашиваются слои желто- и среднезернистых песков, частично мелкозернистых гальку и глинистые



Фиг. 37. Подвальный габарит Химковского железнодорожного моста.

песка; под стеной слесени залегает гравель мощностью около 4,0 м, подстилаемая гравельной гравой. Вок слесени выше насыпи насыжены водой.

Подмостовой габарит Химкинского моста был задан в виде прямоугольника со скошенными углами (фиг. 37); горизонтальный размер — 100,0 м; вертикальные края пролетного строения над судоходным горизонтом воды 13,90 м.

Из заданного габарита вытекают два условия: 1) мост должен быть однопролетным; 2) железнодорожное полотно должно быть поднято на 3,80 м.

В отношении сооружения моста органами НКПС были предъявлены следующие требования:

1) опоры моста в связи с необходимостью постройки в ближайшее время четвертого пути должны быть возведены сразу же под четыре пути;

2) пролетные же строения моста должны быть устроены под три пути;

3) все работы, связанные с постройкой моста, должны быть проведены без нарушения нормальной эксплуатации железнодорожной линии и кроме того должна быть обеспечена возможность дальнейшего увеличения пропускной способности дороги (устройство четвертого пути).

#### 2. РАСПОЛОЖЕНИЕ МОСТА И ОБЪЕДИНЕНИЕ ПУТИ

В отношении расположения моста могло быть два решения: 1) мост пересекаться перпендикулярно в сторону от существующей насыпи, 2) мост строится в пределах существующей трассы.

Преимущества первого решения заключались в следующем:

1) можно было обойтись без устройства обходных путей, сохраняя железнодорожное движение на существующих путях;

2) вследствие большого срока работ представлялась возможность избежать производства бетонных работ зимой;

3) для новой насыпи можно было бы использовать грунт, разрабатываемый в «Глубокой выемке» канала;

4) наличием процесса производства работ по сооружению моста не связывались с требованием безопасности железнодорожного движения на близком обходе пути.

С другой стороны, принимая такое решение, приходилось учитывать следующие неблагоприятные обстоятельства:

1) сложность подмостей для пролетного строения, обусловленную большой высотой моста;

2) значительное увеличение объема земляных работ в связи с необходимостью сооружения новой насыпи подходом (под четыре железнодорожных пути);

3) ухудшение эксплуатационных условий для железной дороги в будущем, так как существующие примыкающие пути получали в этом случае значительные искривления;

4) большую стоимость сооружения;

5) удлинение срока окончания строительства.

Внесем все преимущества и недостатки обоих решений (в частности в сопоставлении, приведенные в гл. IV, разд. I). Строительство канала приняло второй вариант, т. е. возведение моста на старой трассе.

Обусловленные принятым решением обходные пути были уложены в основном на насыпке к отводу существовавшей железнодорожной насыпи, а в пределах сооружаемого моста — на деревянной эстакаде, расположенной в непосредственной близости к строящемуся мосту, так как отвод обходных путей от существующей трассы

был назначен минимальный (в целях уменьшения объема земляных работ).

Создание деревянной эстакады в средней части обхода определялось двумя обстоятельствами: во-первых, наличием трубы и возможности прогона вод р. Ламки; во-вторых, наличием колодезного водопровода (ручья) моста и существующей насыпи и невозможностью вследствие этого поддерживать обходные пути на земляной присылке в границах котлованов опор.

Для обеспечения большой безопасности движения поездов и облегчения производства работ в эстакаду были включены металлопрокатные пролетные строения с одной опорой (по числу уменьшился в запасе у Октябрьской ж. д.) пролетами от 16,00 до 32,26 м. Длина эстакады, составлявшая 201,4 м, определялась расстоянием между задними границами стенок котлованов плюс полуторный откос насыпи в каждую сторону.

Октябрьская ж. д. предъявила следующие требования к строению обходного пути:

1) обход должен быть двухпутный и в одном уровне с существующими путями;

2) скорость движения немедленно после переключения его на обход должна быть не выше 25 км/час, а после обкатки—50—60 км/час.

Соблюдая с тем, что движение по обходному пути должно было производиться в течение года, а также учитывая некачественность железнодорожного движения на магистрали, обходную эстакаду сконструировали по типу железнодорожного деревянного моста при вышесказанных допусках и напряжениях.

Конструкция эстакады со стороны левобережного конца приведена на фиг. 38.

Схема расположения в поперечном направлении обходной эстакады моста дана на фиг. 39. Общий вид эстакады приведен на фиг. 40 и 41.

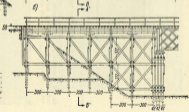
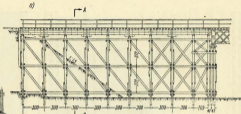
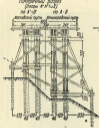
Принятое решение в отношении расположения моста и обходных путей потребовало применения особых мероприятий (описанных ниже) при устройстве оснований моста, так как котлованы опор были расположены в непосредственной близости от опорных втулок под металлическими фермами обходной эстакады.

#### 4. ЧИСЛО ПУТЕЙ НА МЕСТУ

Насколько известно в дальнейшем увеличение пропускной способности главного участка линии Ленинград—Москва побудило НКПС, как выше было указано, предъявить требования о возведении опор сразу же под четыре пути и в части пролетных строений обеспечена немедленной укладкой трех путей.

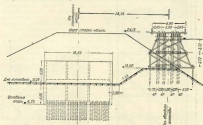
При проектировании пролетных строений согласно ТУ НКПС было принято, что расчетная временная нагрузка для двухпутных пролетных строений составляет 0,50 от полной загрузки двух однопутных и 0,35 и 0,50, если пролетные строения рассчитываются на прокладку трех и более путей.

Соответственно этому при устройстве трех однопутных пролетных строений трехпутного моста нужно было бы запроектировать их на полный вес трех расчетных составов по схеме НКПС, между тем как при пропуске четырех путей по двум двухпутным пролетным строениям они проектируются только на  $0,9 \cdot 2 = 3,6$  расчетного состава. Для двухпутных пролетных строений давали возможность нести четыре пути на мосту сразу же при сравнительно небольшой дополнительной затрате на пролетные строения, а объем земляных работ при этом расчетом значительно уменьшался по сравнению с кладкой устоев под четыре однопутных пролетных строения. Еще более рациональнее



Фиг. 30. Обводные устройства (полупрямой портал) у створчатого Эммануэлянского железнодорожного моста: а—прямой разрез по оси Полупрямого обводного пути; б—то же по оси Эммануэлянского обводного пути.

наилучшее решение о проектировании одного четырехпутного промывочного строения, поскольку в этом случае расчетная временная нагрузка равняется  $0,8 \cdot 4 = 3,2$  расчетного состава, а размеры опор могут быть еще более увеличены.



Фиг. 39. Схема расположения обочины откоса.

Эти соображения и привели в конечном счете к постройке моста сразу же над четырьмя путями.

#### 4. УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ И ОПОР

В отношении устройства оснований и опор моста была поставлена задача о возможном уменьшении объема кладки и упрощении работ, связанных с устройством опор, что в первую очередь вызвало отказ от глубоких (в частности кессонных) оснований.



Фиг. 40. Вид на обочину откоса.

После рассмотрения целого ряда вариантов заложены опор моста было принято (в соответствии с очертаниями для канала и уровнем грунтовых вод) на отв. 4,25 м с устройством свайного основания (отметка дна р. Хитово была 4,40 м; горизонт воды колебался в ней в пре-

делах отн. 6,00—10,00 м). Данные бурения показали, что ниже отн. 4,25 м залегает мощный слой мелко- и среднезернистого песка с частичными включениями галем и глинистых лепешек.

При проектировании опор были поставлены следующие обязательные условия:

1) давление на основание от постоянной нагрузки должно быть равномерным;

2) наибольшее давление на основание не должно превышать той нагрузки, которую грунт на участке заложения оснований испытывал под тяжестью вышележащих слоев грунта и насыпей;



Фиг. 4. Обводка вставки и строений мост.

3) для большей надежности сооружения основание его должно быть устроено на деревянных сваях.

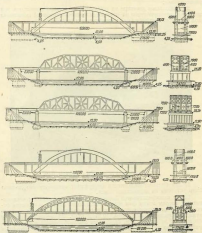
Ввиду непосредственной близости обводки вставки к засыдаваемым опорам моста был принят следующий способ устройства оснований: в открытых котлованах производится разработка существующей насыпи лишь до отн. 10,25 м (фиг. 39); ниже, на глубину 6,0 м, т. е. до отн. 4,25 м, отсыпается железобетонный валедец, образующий во время работ перемычку, внутри которой производится забивка свай. Устройство такой опусной железобетонной перемычки обеспечивает устойчивость грунта, окружающего опоры, а следовательно и устойчивость опор обводных путей.

## ГЛАВА II

### ВЫБОР ТИПА МОСТА

Проектное задание моста составлялось двояким. В первый раз оно разрабатывалось на основе первоначально заданного габарита канала, согласно которому требовалась постройка однопролетного моста с подмостковым габаритом 85,4 м в свету (по судоходному расчетному горизонту) и с повышением низа ферм на 11,35 м. Разработанные в связи с этим одиннадцать вариантов в достаточной степени выловили

основные вопросы о глубине заложения опор и числе путей на мосту. При второй раз разработке проектного задания, произведенной в соответствии с окончательно установленным увеличенным габаритом канала, поэтому потребовалась доработка только пяти дополнительных вариантов. Ниже приводится краткая характеристика этих последних вариантов (фиг. 42 и 43).



Фиг. 42. Пять вариантов Хайнашовского моста (вторичная разработка проектного задания).

### 1. ВАРИАНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ВАЛЕНТОВОГО МОСТА

Вариант 2. По этому варианту мост проектировался трехпролетным с отверстием в свету  $21,0 \times 106,6 + 21,0$  м.

Средний пролет, обусловленный судовым габаритом, перекрыт двумя двухпутными металлическими пролетными строениями полукруглого очертания с одной поперью; расчетный пролет их — 103,2 м.

Береговые пролеты перекрыты однопутными металлическими типовыми балочными пролетными строениями, с одной поперью. Расчетный пролет их — 23,0 м. Величина этого пролета, определенная

двумя факторами — стоимостью пролетного строения и стоимостью устоя, подобрана таким образом, чтобы суммарная стоимость была наименьшей: при увеличении указанной величины пролета возрастает кубатура устоя, а при удлинении принятого пролета возрастает вес металла и уменьшается объем только верхней части устоя, так как размеры его фундамента при допустимом давлении на грунт не могут быть увеличены.

Такой имеет толщину вдоль моста 4,0 м; поперек моста она представляет собой три мощные колонны, опирающиеся на общий фунда-



Фиг. 43. Распределение основных показателей по пяти вариантам Жуковского моста.

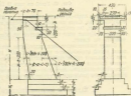
мент и перекрытые сверху железобетонной балкой высотой 3,0 м. Основание башен — свайное; заложение фундаментов — в открытых котлованах.

Устой моста (объемного типа, своеобразной конструкции) запроектированы отдельными под каждую пару путей. По своей конструкции эти устои аналогичны устоям варианта 3 (см. выше).

Вариант 3. Этот вариант моста по фасаду не отличается от варианта 2. Разница заключается в том, что под каждый железнодорожный путь запроектировано самостоятельное пролетное строение. Устройство отдельных пролетных строений предусмотрено потому, что это дало возможность временно избежать постройки пролетного строения под четвертый путь и тем самым снизить первоначальную потребность в металлоконструкциях.

Наличие четырех отдельных пролетных строений потребовало более широких опор. Устой были запроектированы отдельными под каждый путь в целях возможно большего уменьшения объема кладки.

В обоих рассмотренных вариантах при конструировании устоев необходимо было вследствие значительной их высоты (до 24 м) достигнуть возможного уменьшения собственного веса устоев и разгрузки

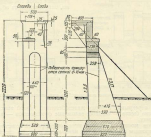


Фиг. 44. Устой по типу I Гирсера.



фундамента от давления воды при условии соблюдения равномерности передачи давления на грунт. Обычного типа обсыпной устои (тип I Гидротранса), изображенный на фиг. 44, создает в данных условиях столь значительное давление на грунт, что размещение свай не представляется возможным. Об этом можно судить хотя бы по тому, что только вес нетто столба кладки подобного устои (без временной нагрузки, веса пролетных строений и давления от приемы образующих высотой 34 м) создает давление на грунт около  $5,5 \text{ кг/см}^2$ .

Применение устои типа II Гидротранса (фиг. 45) тоже создавало бы значительное давление на грунт, так как устройством проема



Фиг. 45. Устой по типу II Гидротранса.

уменьшается лишь кубатура кладки, а вес засыпки землей не снимается с фундамента. Сама по себе конструкция такого устои в виде отдельных вышек, не связанных между собой, стенок вымывает некоторые основания. Кроме того в этом устои не обеспечена надлежащая устойчивость на сдвиг.

Ввиду вышесказанного был разработан применительно к данным условиям устой коробчатого типа (фиг. 46). Выпуклая консоль, устроенная по задней грани фундамента, позволяет без значительного увеличения кладки искусственно совместить арку давления с центром тяжести основания для получения равномерного давления на грунт. Наибольшее давление на грунт для этого устои составило  $4,09 \text{ кг/см}^2$ .

## 2. ВАРИАНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО АРЧНОГО МОСТА

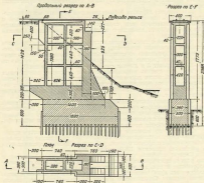
Основной идеей вариантов железобетонного моста является пропуск всех четырех путей по одному пролетному строению. Железобетонный мост запроектирован в двух вариантах: с большим пролетом  $l=129,6 \text{ м}$  по варианту I и с меньшим пролетом ( $l=116,0 \text{ м}$ ) по варианту 4. Отношение  $l:l$  в обоих вариантах равно 1:4. В обоих случаях мосты перекрываются двумя отдельными арками, причем пролетная часть расположена на подвесах и частично на стойках. Пролет двух средних путей запроектирован между арками, а

крайних путей — на консолях снаружи арок. Более подробно конструкция железобетонного моста рассматривается в гл. III настоящего раздела.

### В. ВАРИАНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО АРЧНОГО МОСТА

Вариант Б дает решение той же задачи, т. е. пропуска четыре пути по одному пролетному строению, с использованием стали в качестве материала пролетного строения.

Основные размеры моста: расчетный пролет — 132,0 м, расчетная стела — 28,8 м ( $f:l=1:4,56$ ).



Фиг. 46. Устой по типу III Гидротранса.

Арка — двухарочная, двоякая, ортогонального очертания. Расстояние между осями понтон арок в ливне — 5,0 м, к пяткам оно увеличивается до 3,0 м. Расстояние между осями арок — 16,2 м. Длина планки (расстояние между поперечными балками) — 8,0 м; это расстояние перекрывается продольными балками — по две балки под каждой парой путей. Деформационный шов для на линии пересечения арок с проезжей частью.

### Г. СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ И ВЫБОР ТИПА МОСТА

Сопоставление основных характеристик указанных пяти вариантов приведено на фиг. 48 в процентах, причем сравнение объемов работ производится в соответствующих объемах и весовых показателях.

Необходимо отметить, что при окончательном сравнении вариантов в общую стоимость моста по варианту 3 не были включены расходы по возведению четвертого пролетного строения.

Результаты приведенных сравнений показали, что устройство моста сразу под четыре пути вместо трех не приводит к увеличению капиталоэкономии и в случае применения металлического пролетного строения, в случае железобетонного приводит даже к их снижению.

По группе металлических балочных мостов, основываясь на технико-экономических соображениях, а также учитывая эстетическую внешнюю форму моста по варианту 3 (устройство четырех отдельных пролетных строений), для окончательного сравнения решено было выделить вариант 2 с двумя двухпутными металлическими пролетными строениями.

В отношении варианта 5 (металлический арочный мост) необходимо отметить наряду с удовлетворительным его внешним видом и примерно одинаковой его стоимостью с вариантом 2 несколько большие трудности заводского изготовления и несколько больший расход металла.

Что касается железобетонных мостов, то вариант 4 характеризуется меньшим расчетным пролетом, чем вариант 1, и наименьшей стоимостью по сравнению со стоимостью всех остальных четырех вариантов. Железобетонные мосты дешевле металлических примерно на 30—35% (вариант 3 в данном сравнении не рассматривается).

Учитывая степень разрешения каждым вариантом поставленных задач, в особенности достигаемую экономию металла и конструктивно-архитектурное оформление моста, необходимо было на первое место выдвинуть вариант 4. Экономия металла достигала в этом случае около 2000 т.

Общее преимущество железобетона как материала для пролетных строений усматривалось еще тем обстоятельством, что его применение обеспечивало наиболее быстрый срок сооружения моста (благодаря возможности использования недеформатных материалов и высококвалифицированных рабочих почти для всего объема работ).

Принимая во внимание эти соображения, Стрелителство канала Москва—Волга и останавливалось окончательно на варианте постройки железобетонного арочного моста под четыре железнодорожных пути с расчетным пролетом 116,0 м (фиг. 47).

Следует отметить, что этот железобетонный мост более чем в два раза превосходил по пролету построенные в СССР до него железобетонные мосты, а с учетом его грузоподъемности (четыре железнодорожных пути) является одним из крупнейших мостов в мире. Таким образом Стрелителство канала Москва—Волга, отказавшись от привычного решения, смело приняло совершенно новое в практике мостостроения решение.

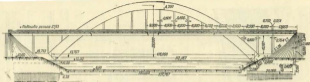
## ГЛАВА III

### КОНСТРУКЦИЯ МОСТА

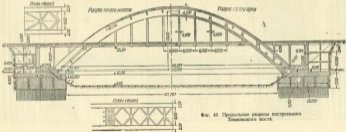
#### 1. Устройство арок и свай

Пролетное строение моста состоит из двух отдельных арок параболического очертания с жестко заделанными пятами; расчетный пролет арок — 116,0 м; расчетная стрела — 29,0 м. Для уменьшения собственного веса и сохранения возможно большей жесткости аркам придано пустотелое аэробитое сечение с внешним прямоугольным очертанием (фиг. 48 и 49).

Высота арок в замыкании равна 4,20 м, в пите — 5,42 м; ширина арок — 2,00 м. Толщина боковых вертикальных стенок сечения арок —

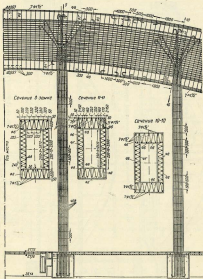


Фиг. 47. Фасад Химкинского моста (исполнительный вариант).



Фиг. 48. Продольные разрезы построенного Химкинского моста.

0,40 м. Толщина верхней и нижней горизонтальных стенок — переменная: в замке она составляет 0,70 м, увеличиваясь к пяткам до 1,16 м. Увеличение толщины горизонтальных стенок осуществляется таким



Фиг. 49. Архатура Жуковского моста — разрез арки у середины пролета.

образом, что внутренний проем арки остается постоянным: высотой 2,80 м и шириной 1,20 м.

Доступ по внутреннему проему каждой арки осуществляется через две ходовые металлические двери, расположенные в боковых стенках с внутренней стороны арок на уровне пролетной части (по одной двери с каждого конца моста). Двери сконструированы в виде круглых

ляков, основой которых является круглое стержневое металлическое кольцо (из 20-мм стали), забетонированное в боковую стенку арки.

Расстояние между осями арок — 11,0 м. Связь между арками осуществляется распорками и диагоналями, образующими в плане ромбическую систему связей.

В осевых срезах ванночек связи расположены над проезжей частью, в двух крайних (а пяти) ванночках — под проезжей частью (фиг. 48). Ромбическая система связей применяется в целях протекции пешеходов между арками, жесткость же соединений арок между собой обеспечивается устройством портика.

Нагрузка на арки передается подвесками и стойками, расположенными на расстоянии 8 м друг от друга. В узлах примыкания подвесок и стоек арки снабжены диафрагмами толщиной 0,75 м, расположенными нормально к продольной оси арок. В диафрагмах оставлены отверстия  $1,20 \times 0,70$  м для сообщения между простатами отдельных участков арок.

В пиковых частях, на протяжении 4,19 м, арки предано сплошное сечение, так как на эту длину требовалось произвести запуск арматуры для заделки латы в бетонную подушку устоев.

Арматура арок состоит (фиг. 49 и 50) из продольных стержней диаметром  $1\frac{1}{2}$ " и 1". Стержни  $d = 1\frac{1}{2}$ " расположены по верхней и нижней наружным границам сечения арок; по боковым наружным границам, а также по контуру внутреннего проема расположены стержни  $d = 1$ ". Вся продольная арматура связана хомутами  $d = 6$  мм, образующими зигзагообразную систему, плоскость которой нормальна к оси арок; в этой же плоскости имеются прямые хомуты  $d = 8$  мм, идущие на всю высоту арок; так как бетонирование сечения арок выполнялось в два приема, то вертикальные хомуты имеют стык; плоскости хомутов отстоят друг от друга на расстоянии 30 см по оси арок.

Защитное сечение арок армировано на 0,86% (считая по продольной арматуре); расположение арматуры — одностороннее (фиг. 49); горизонтальное расстояние между осями стержней в среднем 320 мм.

Сечение арок в четверти пролета (углы  $\theta$  и  $\theta'$ ) армировано на 1,30% (также по продольной арматуре) с двусторонним расположением стержней  $d = 1\frac{1}{2}$ "; горизонтальное расстояние между осями стержней — от 150 до 320 мм.

Армирование пикового сечения составляет 1,30%; расположение стержней (диаметр их также  $1\frac{1}{2}$ " здесь четырехрядное; расстояние между их осями — от 150 до 170 мм.

Для арок применен бетон марки  $R_{bt} = 350$  кг/см<sup>2</sup>.

Объем железобетонной кладки двух арок с диафрагмами составляет 1698 м<sup>3</sup>; вес арматуры — 222,0 т.

Основная арматура стоек — стержни диаметром 1" и  $1\frac{1}{2}$ ". Вес арматуры верхних и нижних связей — 42,6 т; объем их железобетонной кладки — 210 м<sup>3</sup>.

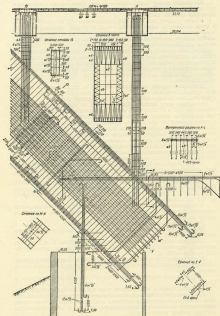
В отношении устройства арок Химкинского моста необходимо отметить следующие наиболее характерные их конструктивные особенности:

1. Применение пустотелых арок коробчатого сечения впервые в СССР.

2. Малый процент армирования арок продольными стержнями.

3. Применении системы зигзагообразных хомутов из стержней малого диаметра, являющихся хорошим конструктивным мероприятием, аналогичным косвенному армированию бетона и обеспечивающим светлую работу сечения арок.

4. Применении стержней продольной рабочей арматуры длиной 25—30 м с устройством стыков при установке на место выноски. Производство всей необходимой сварки стержней выполнялось на арматурном дворе. Сварка в пролете была совершенно исключена.



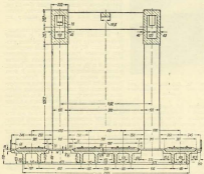
Фиг. 50. Архитектура Химкинского моста — план и сечения.

5. Доведение числа рядов стержней в литовом сечении арки до четырех с тем, чтобы в интересах удобства бетонирования не увеличивать значительно горизонтальных расстояний между стержнями.

6. Применение для пролетного строения ромбической системы связей, оказывающей наибольшее сопротивление продольным взаимным перемещениям арок, возникающим при загрузке двух путей на одной половине пролета по одну сторону от продольной оси моста и двух других путей на второй половине пролета и по другую сторону от оси моста (диагональное нагружение).

## В. ПРОЛЕТНАЯ ЧАСТЬ

Пролетная часть моста поддерживается подвесками в десяти средних узлах арки и стойками в трех крайних панелях на концах моста. В тех местах, где пролетная часть пересекается с арками, она непосредственно связана с ними при помощи мощных поперечных балок.



Фиг. 51. Поперечный разрез пролетного строения Хивинского моста.

Пролетная часть двух средних железнодорожных путей расположена на поперечных балках между арками; пролетная часть крайних путей поддерживается консолями поперечных балок снаружи (фиг. 51).

Ширина пролетной части между перилами составляет 22,8 м.

Высота поперечных балок и их консолей — 1,68 м, ширина их — 1,50 м. Поперечные балки, непосредственно связанные с арками и служащие одновременно распорками связей, имеют увеличенную высоту 3,20 м (между арками) при ширине 1,50 м.



Расстояние между поперечными балками (длины панелей), равное 8,00 м, перекрыто продольными балками—по две на каждый путь. Сечение продольных балок  $0,35 \times 1,226$  м. Высота крайних продольных балок консольных путей несколько увеличена с таким расчетом, чтобы нижние их грани совпадали с нижними гранями поперечных балок.

Плита толщиной 20 см образует балластные корыта: одно общее для двух средних путей и отдельные для крайних; корыта соединены между собой плитой толщиной 10—14 см. Путь расположен на балласте толщиной 45 см



Фиг. 52. Деформированный вид средней части Ливинского моста.

при расстоянии подошвы рельса от бетона в 50 см; в пределах ширины поперечной балки эти две величины соответственно равны 30 и 35 см, так как верх поперечных балок выступает над верхом продольных балок на 15 см.

Отвод воды осуществляется в каждой панели из каждого балластного корыта через отдельные трубы  $d = 15$  см, расположенные с таким расчетом, чтобы возможен был свободный обзор изверху.

Проезжая часть в промазке между местами пересечения ее с арками имеет четыре сквозных поперечных разреза (фиг. 47, 48 и 52). Швы устроены по боковым граням двух поперечных балок, бандажных к середине пролета (улы  $8$  и  $9$ ), и двух поперечных балок, расположенных в узлах  $4$  и  $13$ . В этих местах концы продольных балок опираются на консольные выступы поперечной балки при помощи стальных опорных частей; в трех разрезах эти опорные части являются неподвижными, а в одном разрезе (у середине пролета)—подвижными. Концы продольных балок у деформированного шва соединены поперечной балкой малого сечения. Чтобы обеспечить поперечную жесткость разрезанной проезжей части, поперечные балки в месте разреза арками снабжены специальными выступами, входящими зубом в соответствующий проем промазки между продольными балками, опирающимися на эту поперечную балку. Разрезы у балок  $8$  и  $9$  делают подвижною панель проезжей части и этим обеспечивают возможность температурных деформаций проезжей части без появления дополнительных напряжений.

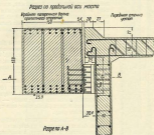
Разрезы у балок  $4$  и  $13$  зафиксированы по строительным соображениям (в связи с необходимостью длительного перекрытия в бетонировании проезжей части).

Проезжая часть сплошн консольной панелью опирается на устой, причем опирая последнюю поперечной балкой (улы  $6$  и  $17$ ) выполнено так же, как и на концах арок, с помощью двух стоек, имеющих сравнительно небольшие поперечные размеры (по 1,50 м).

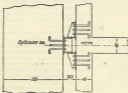
В результате продольных пересечений одной арки относительно другой, обусловленных диагональной нагрузкой четырех путей, возникает значительная горизонтальная опорная реакция, для восприятия которой необходима поперечная жесткость опорных стоек под консольной поперечной балкой. В силу этого нужно было либо изменить консольные стойки сплошной поперечной стеной либо устроить в дополнение к этим стойкам специальные опорные соединения между концом проезжей части и устоем (по оси моста). По архитектурным

соображениями выбран второй вариант. Опорные части сварные из литого железа (фиг. 53).

Рабочая арматура плиты, образующей балластные корыта, состоит из стержней  $d = 10^7$  (в количестве 9 шт. на 1 пог. м плиты) как в середине пролета плиты, так и на ее опоре. Распределительная арматура плиты состоит из стержней  $d = 8$  мм.



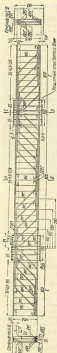
Разрез А-В



Фиг. 53. Консольное закрепление продольной части.

Рабочая арматура продольной балки состоит из стержней  $d = 1^7$ . Средняя часть продольной балки (фиг. 54) имеет 12 стержней  $d = 1^7$ , расположенных в два ряда; горизонтальное расстояние между осями стержней — 5,3 см; по вертикали расстояние между рядами арматуры равно в свету диаметру арматуры<sup>1</sup>. На опоре балки число этих стержней доходит до 14 (таких  $d = 1^7$ ) с расположенных их в три ряда.

<sup>1</sup> Вертикальное расстояние между рядами стержней во всех элементах моста равно диаметру арматуры.



Фиг. 54. Продольная балка аркадной галереи (внутренняя).

Отогнутые стержни продольной балки расположены на разных расстояниях друг от друга. Хомуты — четырехкратные  $d = 8$  мм, расположены на расстоянии 35 см друг от друга.

Длина стержней рабочей арматуры определена величиной пролета (8,00 м). Имеется две группы стержней: 1) стержни, идущие поперек в промахнутке между опорами балки, часть которых имеет отгибы вверх; 2) стержни, идущие поперек над опорами балки, с отгибами вниз. Такая разбивка стержней значительно упрощает их установку.

Рабочая арматура поперечной балки состоит из стержней  $d = 1\frac{1}{2}$ ", расположенных по верху и по низу балки (фиг. 55). Отогнутые стержни балки расположены, как и в продольных балках, на равных расстояниях друг от друга.

Сечение поперечной балки по середине ее пролета имеет двойную арматуру (фиг. 56). Наверху размещены два ряда стержней по 15 стержней в каждом ряду; внизу — столько же стержней в двух рядах плюс еще три стержня в третьем ряду.

По оси подвески верхняя арматура поперечной балки состоит из 45 стержней  $d = 1\frac{1}{2}$ ", расположенных в три ряда, а нижняя — из одного ряда в 15 стержней.

Горизонтальные расстояния между осями стержней составляют 10,0 см. Хомуты имеют в диаметре 8 мм и поставлены через 35 см по длине балки.

Для аркадной части применен бетон марки  $R_{сж} = 300$  кг/см<sup>2</sup>.

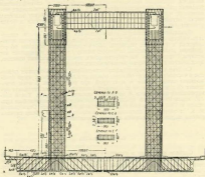
Объем железобетонной кладки в аркадной части составляет 2402 м<sup>3</sup>.

В отношении особенностей устройства аркадной части следует отметить, что именно в Хинкивском мосте задача прогнуса нескольких железнодорожных путей по одному пролетному строению впервые решена целиком в железобетоне. Кроме того заслуживает внимания исключительная конструктивная высота аркадной части (2,03 м), обусловленная продольным профилем железной дороги. Недостатком высоты аркадной части и высокой своеобразности сечения поперечной балки.

#### 4. ПОДВЕСКИ И СТОЙКИ

Подвески и стойки, поддерживающие поперечные балки аркадной части, запроектированы в виде железобетонных элементов с гибкой арматурой, жестко связанных одним

концов с углами арки в местах расположения распорок стоек, а другие — с поперечными балками. Таким образом подвески или стойки совместно с распорками стоек и балками пролёта части образуют в поперечном сечении рамы.



Фиг. 55. Сечение по оси подвески P.

Сечения подвесок и стоек приняты одинаковыми —  $0,60 \times 1,90$  м, причем размер 1,90 м направлен поперек моста.

Рабочая арматура подвесок (Фиг. 55) состоит из стержней  $d=12$ . Работа бетона в подвесках не учитывалась в предположении, что растягивающие усилия и изгибающие моменты воспринимается исключительно арматурой. В нижних концах подвесок введена дополнительная продольная арматура (того же диаметра, что и основная), так как нижние угловые изгибающие моменты характеризуются большими значениями по сравнению с вершинами. Эта дополнительная арматура расположена по краям подвесок и посредством приварки связывается с основными рабочими стержнями. У подвесок имеются горизонтальные жгуты  $d=8$  мм, поставленные на расстоянии 50 см друг от друга; кроме того подвески снабжены двумя системами наклонных (под углом  $45^\circ$ ) перекрещивающихся жгутов из стержней  $d=12$  мм.



Фиг. 56. Сечение поперечной балки по оси пролёта (моста).

Объем железобетона в подвесках и стойках составляет 294 м<sup>3</sup>. Вес арматуры — 161,3 т.

Устройство железобетонных подвесок с гибкой арматурой для поддержания четырехпутного железнодорожного полотна с консолями является примером использования железобетона в специфических условиях работы (растягивающие усилия, восприятие изгибающих моментов от изгиба поперечных балок). Благодаря устройству подвесок такой системы достигнута возможность всей конструкции в более равномерном передаче усилий на трос.

Французские инженеры, руководствуясь данными опыта, свидетельствующими о возможности обеспечения хорошей работы железобетона в подобных условиях, обычно принимают решение об устройстве железобетонных подвесок, ввиду тем как германские инженеры, основываясь на теоретических предположениях, как правило, предпочитают устройство металлических подвесок.

Следует заметить, что надежность работы железобетонных подвесок в частности зависит от того, обеспечена ли в их конструкции необходимая связь бетона и арматуры при растяжении. В этом отношении большое влияние оказывают (помимо высокого процента армирования) имеющиеся в подвесках наклонные трещины. Такой способ сплошительного армирования растянутых элементов был применен в 1933 г. в подвесках Тарлевского путепровода Октябрьской ж. д.<sup>1</sup> и повторен в подвесках Химкинского моста. В обоих случаях работа подвесок оказалась вполне удовлетворительной.

#### 4. ОПОРЫ МОСТА

Свайное основание в каждой опоре состоит из деревянных свай  $d = 28$  см, забитых в шахматном порядке. Расстояние между рядами свай в продольном направлении — 35—39 см, в поперечном — 65 см. Расстояние между осями свай по диагонали равно 74 см, т. е. примерно 2,6  $d$ .

Головы свай выступают над уровнем дна осушительного колодца и заложены в кладку. Под каждым углом забито 858 свай. Допущенная нагрузка на сваю составляет 29,0 т.

Осушительный колодец в плане имеет прямоугольное очертание (размеры его приведены на фиг. 57). Высота наружных стен колодца — 6,0 м, а толщина их — 50 см. Колодец разделяется двумя продольными и тремя поперечными внутренними стенками (толщиной 20 см) на 12 секций с внутренними размерами 5,70 × 6,90 м. Высота внутренних стенок — 5,00 м, причем верх этих стенок находится на том же уровне, что и у наружных стен.

Объем использованного железобетона в одном колодце составляет 376 м<sup>3</sup>. Бетон марки  $R_{сж} = 250$  кг/см<sup>2</sup>.

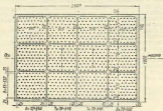
Основная арматура колодца состоит из системы вертикальных и горизонтальных стержней диаметрами 17 и 14. Общий вес арматуры одного колодца — 38,8 т.

Заполнение осушительных колодцев состоит из бетонной кладки марки  $R_{сж} = 200$  кг/см<sup>2</sup>.

Для лучшей связи между заполненными отдельными секциями во внутренних стенках колодцев оставлены отверстия сечением 25 × 20 см (фиг. 70), через которые пропущены горизонтальные стержни соединительной арматуры. В нижней части колодцев над головками свай уложена горизонтальная распределительная сетка арматуры.

<sup>1</sup> Железнодорожный мост в виде открытой арки с гибкой пролетом 22,5 м.

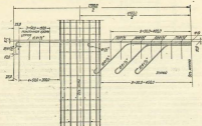
Выше уровня верхней грани колодца, лежащей на отм. 19,26 м, располагается бетонная масса шириной 17,50 м и длиной 24,22 м. Верх передней части массы лежит на отм. 15,713 м, образует площадку, на которую опираются крайние стойки моста; верх задней части



Фиг. 57. План кругового колодца (истрелками показаны направления бойки свай).

масса располагается на отм. 12,56 м и служит основанием коробчатой верхней части устоя (фиг. 46).

Передняя грань массива устоя осевая и служит основанием для бетонной подушки под пятами арок.



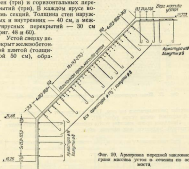
Фиг. 58. Арматура массива устоя в плане, вертикально и в верхней кольцевой грани.

Объем бетонного массива и подушки одной опоры составляет 1 379 м<sup>3</sup>. Кладка массива выполнена из бетона  $R_{сж} = 200$  кг/см<sup>2</sup>, для подушки применен бетон  $R_{сж} = 350$  кг/см<sup>2</sup>. В кладку бетонного массива заложена арматура арок (фиг. 59), а также арматура стоек и колозо-

бетонных стен коробчатой надстройки устоя. Кроме того масса имеет специальную арматуру (фиг. 58 и 59), служащую для распределения сосредоточенных давлений арок на устой, а также для вооружения всего устоя (включая ит арки) как балки, нагруженной реакцией грунта основания и выходящей опоры в виде ит арки.

Коробчатая пустотелая железобетонная надстройка, расположенная в концевой части устоя, имеет три яруса (креса), которые образуются системой, состоящей из продольных стоек (пяти), поперечных стоек (трех) и горизонтальных перекрытий (трех). В каждом ярусе восемь стоек. Толщина стен наружных и внутренних — 40 см, а междуярусных перекрытий — 30 см (фиг. 48 и 60).

Устой сверху открыт железобетонной плитой (толщиной 50 см), обра-



Фиг. 59. Армирование верхней концевой части массива устоя в отношении оси оси моста.

зующей на нем балластное корыто проезжей части. Ширина проезжей части на устоях, включая тротуары, равна 23,8 м, между тем как ширина самой коробки — только 17,5 м; этим обусловлено устройство консолей для поддержания крайних железнодорожных путей (фиг. 60).

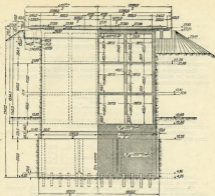
Объем железобетонной кладки в коробчатой надстройке над каждым устоем составляет 866 м<sup>3</sup>; марка бетона —  $R_{\text{бет}} = 300 \text{ кг/см}^2$ .

Основная арматура в стенах коробов — стержни  $d = \frac{3}{4}$  и 1".

Вес арматуры надстройки над одним устоем равен 142 т.

Действующие напряжения по подошве фундамента (без учета сопротивления свай) от восточной нагрузки составляют 3,68 кг/см<sup>2</sup> (задняя грань) и 3,85 кг/см<sup>2</sup> (передняя грань); для невыгоднейшего расположения временной нагрузки (загрузка двух путей с одной стороны от оси пути) действующие напряжения составляют 3,77 и 5,09 кг/см<sup>2</sup>. Наибольший коэффициент запаса на скольжение при учете торможения временной нагрузкой, коэффициенте трения кладки по грунту 0,40 и при допущении отсутствия сопротивления свай составляет 1,55.

Для доступа во внутренние помещения надстройки (с целью их осмотра) над устоем устроены двери и металлические лестницы. Вентиляция секций этой надстройки осуществляется четырьмя специаль-



Фиг. 63. Устой.

ными отверстиями в ее передней стене, устраиваемыми в каждом из двух верхних ярусов.

В отношении устройства опор необходимо отметить два наиболее существенных момента:

1. Благодаря высоте крайних путей моста на консоли, оказалось возможным сконструировать сравнительно узкие устои, обладающие, несмотря на ограниченный объем кладки, хорошей устойчивостью. Это достигнуто тем, что непосредственное давление арки воспринимается только кладкой (массивной) частью устоа, расположенная же над массивом пустотелым железобетонным коробом, своей задней стороной упирающаяся в насыпь, дает возможность полностью использовать арочное давление арки для отжима земли, освобождая вместе с тем опору как от вертикального давления конуса насыпи, так и от боковой кладки. Таким путем, несмотря на наличие большого пролета, напряжение на грунт под подошвой фундамента от постоянной нагрузки снилось до  $3,86 \text{ кг/см}^2$ , т. е. в том же допустимому напряжению, которое существовало на этой отметке до начала постройки моста.

2. Химкинский арочный бесшарнирный мост, являющийся сооружением весьма большого пролета, построен на песчаном грунте такого вида, который весьма часто встречается в условиях СССР. Протяг постройки моста на такого рода основаниях был высказан резким возражением со стороны целого ряда инженеров, считавших, что железобетонные бесшарнирные арочные мосты можно строить только на скальных основаниях. Эти возражения целиком опровергнуты прекрасными локальными работами построенного Химкинского моста.



РАСЧЕТ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

1. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При проектировании пролетного строения Химкинского моста применены утвержденные Центральным управлением пути НКПС специальные технические условия.

Временная нагрузка для всех четырех путей<sup>1</sup> задана по схеме  $H_1$ , в соответствии с нормами НКПС 1951 г.

При расчете арок и опор временная нагрузка принята в зависимости от невыгоднейшего по числу путей загружения со следующими коэффициентами:

|      |                          |
|------|--------------------------|
| 1,00 | при загрузке одного пути |
| 0,90 | " " двух путей           |
| 0,80 | " " трех "               |
| 0,70 | " " четырех путей        |

Для элементов пролетной части невыгоднейшее загружение учитывается во всех случаях с коэффициентом 1,0.

Динамические коэффициенты для временной нагрузки установлены следующие:

|                                      |      |
|--------------------------------------|------|
| для плит . . . . .                   | 1,30 |
| " продольных балок . . . . .         | 1,40 |
| " поперечных балок и стоек . . . . . | 1,30 |
| " арок . . . . .                     | 1,00 |

Ветровая нагрузка принята равной  $125 \text{ кг/м}^2$  при наличии снега на мосту и  $335 \text{ кг/м}^2$  при отсутствии снега.

Термовозная сила учтена в размере 15% от статической временной нагрузки, распределяющейся не более чем на двух путях.

Температура замывания арок принята  $+10^\circ$ ; расчетные разности температур для арок приняты равными: при понижении температур  $-18^\circ - 10^\circ = -28^\circ$ ; при повышении температур:  $+23^\circ - 10^\circ = +13^\circ$ .

Влияние усадки бетона принято эквивалентным влиянию повышения температуры на  $15^\circ$ .

Допускаемые напряжения в арматуре:

|   |                       |
|---|-----------------------|
| плиты . . . . .                         | 1100 $\text{кг/см}^2$ |
| продольных и поперечных балок . . . . . | 1200 "                |
| стоек . . . . .                         | 1100 "                |
| арок . . . . .                          | 1200 "                |

Допускаемые напряжения в бетоне:

|  |  |  |
|--|--|--|
|  | Марка $R_{\text{бет}} = 300 \text{ кг/см}^2$ | Марка $R_{\text{бет}} = 350 \text{ кг/см}^2$ |
| Сжатие при изгибе . . . . .  | 75 "   | 100 "  |
| Сжимающие напряжения, при которых не трескается бетон . . . . .          | 7,5 "  | —  |
| Сжимающие напряжения, переданные на бетон по всей длине ширины . . . . . | 6 "  | —  |
| Предельные сжимающие разности растягивающих напряжений . . . . .         | 30 "   | —  |

При проверке напряжений на случай совместного действия основных и дополнительных сил допускаемые напряжения на сжатие при изгибе повышаются на 30%.

<sup>1</sup> Длинное колесо паровоза по схеме  $H_1$  составляет 30,0 т.

## 2. ПРОДОЛЬНЫЕ БАЛКИ

Все пролеты продольных балок за исключением панелей с разрезами принимались как средние пролеты в трехпролетной неразрезной балке.

Для середины пролета балок получены следующие расчетные величины:

- 1) полный изгибающий момент с учетом динамики:

$$M = + 78,96 \text{ тм};$$

- 2) напряжение сжатия в бетоне<sup>1</sup>:

$$\sigma_c = 20,6 < 75,0 \text{ кг/см}^2;$$

- 3) напряжение в арматуре (низу 12  $\odot$  1", сверху 4  $\odot$  1"):

$$\sigma_s = 1 030 < 1 300 \text{ кг/см}^2.$$

Для опорного сечения балки значения получились следующие:

- 1) полный изгибающий момент с учетом динамики:

$$M = - 92,94 \text{ тм};$$

- 2) напряжение сжатия в бетоне:

$$\sigma_c = 59,7 < 75,0 \text{ кг/см}^2;$$

- 3) напряжение в арматуре (низу 4  $\odot$  1", сверху 14  $\odot$  1"):

$$\sigma_s = 1 118 < 1 300 \text{ кг/см}^2;$$

4) наибольшие скачкообразные (главные растягивающие) напряжения:

$$\tau = 19,7 < 20,0 \text{ кг/см}^2.$$

Для полного выполнения работы просящей части учтено также влияние упругости арок на работу продольных балок.

Временная нагрузка заставляет деформироваться арки, которые, упруго прогибаясь, изменяют расчетные условия, принятые для продольных балок, а именно: опоры неразрезных продольных балок<sup>2</sup>, принятые при расчете последних абсолютно неподвижными, на самом деле под влиянием упругой деформации арок изменяют свое положение в вертикальной плоскости и тем самым вызывают в продольных балках дополнительные моменты, а соответственно этому — и дополнительные напряжения.

Запасы в напряжениях арматуры продольных балок полностью погашаются дополнительными напряжениями, возникающими от упругой деформации арок при действии временной нагрузки.

Расчет влияния упругости арок произведен приблизительно, но с достаточной для практики точностью, причем на основе этого расчета принято предположение, что действие изгибающего момента для данного сечения моста распределяется между аркой и просящей частью пропорционально значениям их моментов инерции<sup>3</sup>. Согласно

<sup>1</sup> Ширина плиты, включенная в состав рабочего сечения продольной балки, принята равной 200 см.

<sup>2</sup> Опорная часть моста — вертикальные балки.

<sup>3</sup> См. «Строительство железобетонных мостовых арок» Курт Байер (Германской строительной компании), стр. 220.

этому предположительно были построены инфляционные линии изгибающих моментов, приходящихся на продольные балки для разных стечей, и на эти линии вставлены вертикальные инфляционные линии изгибающих моментов для трехпролетной балки в тех же сечениях. Линии вставки, полученные в результате наложения, учитывали таким образом условия работы продольных балок, у которых выносятся упругие опоры, следующие деформациям арок.

В табл. 6 для сравнения приведены значения полных изгибающих моментов, полученных при расчете продольных балок: 1) без учета упругой работы арок (при этом динамический коэффициент принят равным 1,40) и 2) с учетом упругой работы арок (при этом динамический коэффициент принят во единицу).

Таблица 6

| Степень улам<br>в мостах | Изгибающие моменты<br>в продольной балке (в тм) |                     |                                    |                     |
|--------------------------|---|---------------------|------------------------------------|---------------------|
|                          | без учета<br>упругой<br>работы арок             |                     | с учетом<br>упругой<br>работы арок |                     |
|                          | попереч-<br>ный                                 | средне-<br>попереч- | попереч-<br>ный                    | средне-<br>попереч- |
| Узел 2 . . . . .         | -12,1   | -82,8               | +13,4                              | -108,7              |
| " 3 . . . . .            | -12,1   | -82,8               | 3,8                                | -73,8               |
| " 4 . . . . .            | -12,1   | -82,8               | -13,8                              | -68,7               |
| Панель 3-6 . . . . .     | +78,9   | -33,1               | +74,4                              | -25,9               |
| " 3-2 . . . . .          | +78,9   | -33,1               | -81,9                              | 9,9                 |

Из этих данных видно, что опорные моменты в продольных балках при учете работы арок несколько уменьшаются для опорных узлов, близких к середине пролета моста, и увеличиваются для опорных узлов, близких к концу этого пролета. Для узла 2 это увеличение достигает 17%, вследствие чего напряжение в арматуре здесь увеличивается с 1 118 до 1 300 кг/см<sup>2</sup>. Кроме того и в этом же узле возникает положительный момент. Для середины пролета продольной балки учет работ арок дает увеличение отрицательных моментов почти на 100% (панель 3-6).

При переходе от устоя к арке пролетная часть вместе с надарочным стропилом представляет собой трехпролетную раму (рис. 45). Ближайшие к коробке устоя две стойки имеют высоту (до оси поперечной балки) 10,70 м и нижними концами заделаны в тело устоя. Высота следующей (третьей) стойки 4,25 м; нижний конец ее заделан в арку, с которой жестко соединяется и конец последнего ригеля. Таким образом опоры первых двух стоек являются неподвижными, между тем как опоры третьей стойки и последнего ригеля следуют за деформациями арок.

Подсчет моментов для наиболее опасных сечений рамы<sup>1</sup> дает некоторые увеличения (на 3,8%) отрицательного момента, действующего на опоре продольной балки, в узле 2, а также появление довольно значительного положительного момента (+ 27,6 тм) в месте присоединения продольных балок к узлу 3.

<sup>1</sup> Подсчет произведен для трехпролетной неразрезной рамы с неразрезной верхней стеной.

## В. ПОПЕРЕЧНЫЙ БАЛКА

Поперечная балка рассчитана как однопролетная двухконсольная балка, пролет которой принят равным расстоянию между осями подвесок (11,0 м); вынос консолей от оси подвесок составляет 4,525 м. Плита в учет работы поперечной балки не принята.

Для сечения балки по оси подвесок получены следующие расчетные величины:

1) полный отрицательный изгибающий момент с учетом динамизма:

$$M = -814,10 \text{ тм};$$

2) напряжение сжатия в бетоне:

$$\sigma = 73,9 < 75,0 \text{ кг/см}^2;$$

3) напряжения в арматуре (низу  $15 \text{ } \sigma 1\frac{1}{2}''$ , сверху  $45 \text{ } \sigma 1\frac{1}{2}''$ ):

$$\sigma_s = 1165 < 1200 \text{ кг/см}^2.$$

Для сечения по середине пролета балки при нагрузке двух средних путей получено:

1)  $M = +547,50 \text{ тм};$

2)  $\sigma = 43,0 < 75,0 \text{ кг/см}^2;$

3)  $\sigma_s = 1102 < 1200 \text{ кг/см}^2$

(низу и сверху балки в расчете принято по  $30 \text{ } \sigma 1\frac{1}{2}''$ ).

Для того же сечения при нагрузке двух путей на консолях получено:

1)  $M = -483,50 \text{ тм};$

2)  $\sigma = 38 \text{ кг/см}^2;$

3)  $\sigma_s = 974 \text{ кг/см}^2.$

Наибольшее сжимающее (главное растягивающее) напряжение:

$$\tau = 15,3 < 20 \text{ кг/см}^2.$$

Эпюры перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечной балке приведены на фиг. 63.

## Г. АРКИ

Большая величина перекрываемого пролета при наличии четырех железнодорожных путей, поддерживаемых двумя отдельными арками, требовала особого внимания в расчете арки и к специальному расчету соемы с фактическими условиями работы моста.

При расчете арки она рассматривалась как работающая совместно с устоем, т. е. с учетом упругости оснований устою. Соответственно этому в инфконты действующая и арка усилей исключены участком действия временной нагрузки на устою.

Данные влияния лишний неизвестных систем приведены на фиг. 62. Анализируя эти инфконты, можно легко убедиться, что упругость оснований устою вследствие того, что его площадь и размер вдоль моста характеризуется большими величинами, лишь в весьма незначительной степени сказывается на усилках в арке.

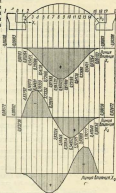
В табл. 7 приведены расчетные данные, характеризующие влияние отдельных факторов на работу арки (для основных сечений арки). Значения приведенных в таблице усилей в арках определены для слу-

\* Проверка сечений при той же нагрузке, но в случае отсутствия на консолях путей в балкатах, дает  $\sigma_s = 53,2 \text{ кг/см}^2$  и  $\sigma_s = 1268 < 1,3 \cdot 1200 = 1560 \text{ кг/см}^2$ .

чая наименее выгоднейшей установки временной нагрузки и поперечном направлении (загрузка трех путей с одной стороны моста), причем распределение этой нагрузки на арки принято по закону рычага.



Фиг. 61. Эпюры нормальных сил и изгибающих моментов поперечной балки.



Фиг. 62. Эпюры нормальных сил и изгибающих моментов.

При расчете арок были выведены зависимости между горизонтальными силами, действующими в плоскости арок и нормально к ней, и изгибающими моментами и нормальными силами, возникающими в вертикальной плоскости арок. Это позволило в частности выводить взаимно обуславливаемое несимметричностью деформаций одной арки по отношению к другой<sup>1</sup>, как на самые арки, так и на ствол и поперечные рамы моста (подвески, поперечные балки и распорки верхних связей). Переход проектного строения вызывает значительное увеличение усилий в связях и поперечных рамах моста, о чем будет сказано ниже.

В то же время при переходе проектного строения поперечная жесткость конструкции моста способствует разгрузке более нагруженной арки и передаче части усилия на менее нагруженную. Это видно по линиям нормальных моментов и нормальных сил (фиг. 63), построенным с учетом распределения несимметричной вертикальной нагрузки не по закону рычага, а в зависимости от жесткости поперечных рам; при невыгоднейшей загрузке трех путей благодаря поперечной жесткости моста с более нагруженной арки снимается около 15% нагрузки.

Сооружение бесшарнирного моста на некаменном грунте вызывало (как уже было отмечено выше) у целого ряда лиц преувеличенные

<sup>1</sup> Поперечные и продольные горизонты арок.

Таблица 7

| № п/п   | Нагрузка   | M     | M     | Q    | m                    | %                    |
|---|--|-------|-------|------|----------------------|----------------------|
|   |  | в тм  | в т   | в т  | в кг/см <sup>2</sup> | в кг/см <sup>2</sup> |
| 1   | 2  | 3     | 4     | 5    | 6                    | 7                    |
| Защитное сечение<br>(таблица 6)                 |  |       |       |      |                      |                      |
| 1   | Постоянная нагрузка . . . . .  | +550  | +2420 | 157  | $\frac{55,6}{30,3}$  | —                    |
| 2   | Временная нагрузка (установка на +M <sub>max</sub> ) . . . . .   | +1831 | +362  | —    | —                    | —                    |
| 3   | То же на -M <sub>max</sub> . . . . .   | -1373 | +491  | —    | —                    | —                    |
| 4   | „ „ +Q <sub>max</sub> . . . . .  | +34   | +1675 | —    | —                    | —                    |
| 5   | „ „ -Q <sub>max</sub> . . . . .  | —     | —     | +354 | —                    | —                    |
| 6   | „ „ — Q <sub>max</sub> . . . . .   | —     | —     | -358 | —                    | —                    |
| 7   | Повышение температуры на 15° . . . . .   | -377  | +35   | —    | —                    | —                    |
| 8   | Повышение „ „ 20° . . . . .  | +596  | -71   | —    | —                    | —                    |
| 9   | Усадка бетона (повышение температуры на 15°) . . . . .   | +320  | -38   | —    | —                    | —                    |
| 10  | Ветер . . . . .  | ± 99  | ± 37  | —    | —                    | —                    |
| Постоянная и временная нагрузки <sup>1</sup>    |  |       |       |      |                      |                      |
| 11  | [1+2] (установка на +M <sub>max</sub> ) . . . . .  | +2381 | +3382 | —    | $\frac{181,3}{13,1}$ | 1,167                |
| 12  | [1+3] ( „ „ -M <sub>max</sub> ) . . . . .  | -523  | +2881 | —    | $\frac{51,4}{42,0}$  | —                    |
| 13  | [1+4] ( „ „ M <sub>max</sub> ) . . . . .   | +904  | +3495 | —    | $\frac{33,9}{31,6}$  | —                    |
| 14  | [1+5] ( „ „ -Q <sub>max</sub> ) . . . . .  | —     | —     | 412  | ± 16,3               | —                    |
| Постоянная, временная и дополнительные нагрузки |  |       |       |      |                      |                      |
| 15  | [1+2+7] (установка на +M <sub>max</sub> и Δt = +15°) . . . . .   | -820  | +3564 | —    | $\frac{57,1}{37,3}$  | —                    |
| 16  | [1+3+8] (установка на -M <sub>max</sub> и Δt = -20°) . . . . .   | +2978 | +3122 | —    | $\frac{111,0}{9,7}$  | 1,360                |
| 17  | [1+3+4+9] (установка на -M <sub>max</sub> и Δt = -20° и на усадку, ветряк Δt = -15°) . . . . .             | +3207 | +3074 | —    | $\frac{118,3}{-5,9}$ | $\frac{1,302}{-69}$  |
| 18  | [1+3+5+9+10] (установка на -M <sub>max</sub> , Δt = -20°, усадку, ветряк, Δt = -15°, и на ветер) . . . . . | +3266 | +3637 | —    | $\frac{117,4}{-8,4}$ | $\frac{1,375}{-86}$  |

Данные по защитному сечению: площадь сечения бетона — 3,65 м<sup>2</sup>; площадь сечения арматуры — 433 см<sup>2</sup> (14 Ⓒ 17/2 и 34 Ⓒ 17); процент армирования — 0,86%.

<sup>1</sup> Цифрами 1—10 и квадратными скобками обозначены соответствующие номера нагрузок, указанные также в первой графе настоящей таблицы.

В числителе дробей в графах 6 и 7 указаны наибольшие факторы концентрации, а в знаменателе — наименьшие.

| № п/п   | Нагрузки   | M         | N      | Q    | $\sigma$             | $\sigma_x$           |
|---|--|-----------|--------|------|----------------------|----------------------|
|   |  | к тс      | к т    | к к  | к кг/см <sup>2</sup> | к кг/см <sup>2</sup> |
| 1   | 2  | 3         | 4      | 5    | 6                    | 7                    |
| Сечения в четверти пролета (сечение 4)          |  |           |        |      |                      |                      |
| 1   | Постоянная нагрузка . . . . .  | -85       | +1 900 | 120  | $\frac{47,2}{44,8}$  | —                    |
| 2   | Временная нагрузка (установка на +M <sub>max</sub> ) . . . . .   | +1 771    | +474   | —    | —                    | —                    |
| 3   | То же на -M <sub>max</sub> . . . . .   | -1 835    | +1 080 | —    | —                    | —                    |
| 4   | " " +Q <sub>max</sub> . . . . .  | -186      | +1 599 | —    | —                    | —                    |
| 5   | " " -Q <sub>max</sub> . . . . .  | —         | —      | +227 | —                    | —                    |
| 6   | " " -Q <sub>max</sub> . . . . .  | —         | —      | -142 | —                    | —                    |
| 7   | Повышение температуры на 12° . . . . .   | +86       | +39    | —    | —                    | —                    |
| 8   | Повышение " " " " 20° . . . . .  | -186      | -85    | —    | —                    | —                    |
| 9   | Усадка бетона ( $\Delta t = -12^\circ$ ) . . . . .   | -99       | -45    | —    | —                    | —                    |
| 10  | Ветер . . . . .  | $\pm 130$ | 792    | —    | —                    | —                    |
| Постоянная и временная нагрузки                 |  |           |        |      |                      |                      |
| 11  | [1+2] (установка на +M <sub>max</sub> ) . . . . .  | +1 683    | +3 384 | —    | $\frac{78,7}{28,9}$  | —                    |
| 12  | [1+3] ( " " -M <sub>max</sub> ) . . . . .  | -1 823    | +3 889 | —    | $\frac{98,9}{28,9}$  | 1 079                |
| 13  | [1+4] ( " " Q <sub>max</sub> ) . . . . .   | -274      | +4 248 | —    | $\frac{71,1}{22,7}$  | —                    |
| 14  | [1+5] ( " " -Q <sub>max</sub> ) . . . . .  | —         | —      | +248 | $\tau = 12,7$        | —                    |
| Постоянная, временная и дополнительные нагрузки |  |           |        |      |                      |                      |
| 15  | [1+2+7] (установка на +M <sub>max</sub> и $\Delta t = +12^\circ$ ) . . . . .   | +1 769    | +3 423 | —    | $\frac{89,4}{27,7}$  | —                    |
| 16  | [1+3+8] (установка на -M <sub>max</sub> и $\Delta t = -20^\circ$ ) . . . . .   | -2 109    | +3 805 | —    | $\frac{99,9}{28,9}$  | —                    |
| 17  | [1+3+4+9] (установка на -M <sub>max</sub> , $\Delta t = -20^\circ$ и усадку, т.е. $\Delta t = -12^\circ$ ) . . . . .             | -2 208    | +3 861 | —    | $\frac{86,1}{27,7}$  | 1 105                |
| 18  | [1+3+4+9+10] (установка на -M <sub>max</sub> , $\Delta t = -20^\circ$ , усадку, т.е. $\Delta t = -12^\circ$ , и ветер) . . . . . | -2 338    | +3 923 | —    | $\frac{97,5}{27,7}$  | 1 145                |

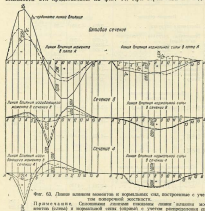
Данные по сечению в четверти пролета: площадь сечения бетона 5,522 м<sup>2</sup>; площадь сечения арматуры—432 см<sup>2</sup> (14  $\phi$  14" и 54  $\phi$  31"); пролет арматурности—0,76%.

| № п/п  | Нагрузки   | M      | N     | Q    | σ                    | σ <sub>ср</sub>        |
|--|--|--------|-------|------|----------------------|------------------------|
|  |  | в тм   | в т   | в т  | в кг/см <sup>2</sup> | в кг/см <sup>2</sup>   |
| 1  | 2  | 3      | 4     | 5    | 6                    | 7                      |
| Пиковые значения                               |  |        |       |      |                      |                        |
| 1  | Постоянная нагрузка . . . . .  | -2824  | +2884 | -26  | $\frac{48,8}{7,6}$   | —                      |
| 2  | Временная нагрузка (установка на + $M_{max}$ ) . . . . .   | +4793  | +799  | —    | —                    | —                      |
| 3  | То же на - $M_{max}$ . . . . .   | -3995  | +199  | —    | —                    | —                      |
| 4  | „ „ + $Q_{max}$ . . . . .  | -1488  | +1475 | —    | —                    | —                      |
| 5  | „ „ - $Q_{max}$ . . . . .  | —      | —     | +327 | —                    | —                      |
| 6  | „ „ - $Q_{max}$ . . . . .  | —      | —     | -341 | —                    | —                      |
| 7  | Попытка температуры на 13° . . . . .   | -4873  | +47   | —    | —                    | —                      |
| 8  | Попытка „ „ 15° . . . . .  | -1449  | -339  | —    | —                    | —                      |
| 9  | Усадка бетона ( $\Delta t = -15^\circ$ ) . . . . .   | -716   | -54   | —    | —                    | —                      |
| 10   | Ветер . . . . .  | ±311   | ±299  | —    | —                    | —                      |
| Постоянная и временная нагрузки                |  |        |       |      |                      |                        |
| 11   | [1+2] (установка на + $M_{max}$ ) . . . . .  | +2132  | +4983 | —    | $\frac{48,8}{18,6}$  | —                      |
| 12   | [1+3] („ „ - $M_{max}$ ) . . . . .   | -8609  | +4179 | —    | 304,5                | $\frac{1,235}{-686}$   |
| 13   | [1+4] („ „ $M_{max}$ ) . . . . .   | -4181  | +4409 | —    | $\frac{48,7}{7,4}$   | —                      |
| 14   | [1+5] („ „ - $Q_{max}$ ) . . . . .   | —      | —     | -367 | $\tau = 4,7$         | —                      |
| Постоянная, временная и температурная нагрузки |  |        |       |      |                      |                        |
| 15   | [1+2+7] (установка на + $M_{max}$ и $\Delta t = +13^\circ$ ) . . . . .   | +2784  | +4180 | —    | $\frac{53,7}{11,8}$  | —                      |
| 16   | [1+3+8] (установка на - $M_{max}$ и $\Delta t = -20^\circ$ ) . . . . .   | -10088 | +4973 | —    | 336,7                | $\frac{1,584}{-1,219}$ |
| 17   | [1+3+8+9] (установка на - $M_{max}$ , $\Delta t = -20^\circ$ и усадка, т.е. $\Delta t = -15^\circ$ ) . . . . .             | -10824 | +4972 | —    | 334,9                | $\frac{1,580}{-1,408}$ |
| 18   | [1+3+8+9+10] (установка на - $M_{max}$ , $\Delta t = -20^\circ$ , усадка, т.е. $\Delta t = -15^\circ$ , и ветер) . . . . . | -11145 | +3799 | —    | 336,4                | $\frac{1,548}{-1,520}$ |

Данные по пиковому значению площади сечения бетона — 10,943 м<sup>2</sup>; площадь сечения арматуры — 1400 см<sup>2</sup> (104 ± 1%,<sup>2</sup> и 54 ± 1%); процент армирования — 1,34.



основания и отклонения последствий влияния на арки деформаций основной опор. Обычно высказывалось мнение даже о полной недопустимости каких-либо осадок опор во избежание разрушительного действия на бесшарнирную арку. В связи с этим пришлось рассчитать путем вычисления степеней зависимости между деформациями основной опор и соответствующими дополнительными усилиями в арках. Зависимости эти представлены на фиг. 64. При вертикальной осадке



Фиг. 63. Линии влияния моментов и нормальных сил, построенные с учетом поперечной жесткости.

Примечание. Сплошные линии означают линии влияния моментов (полны) и нормальных сил (пункты) с учетом распределения по длине рывка, пунктирные — линии влияния с учетом поперечной жесткости брусков с тем же показателем линии влияния для шарнирной арки.

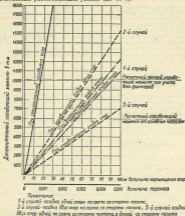
одной опоры относительно другой на 48 см расчетный избыточный момент в пяти арках удваивается; при горизонтальной раздвижке опор на 10 см происходит также удвоение этого момента. Согласно расчету, произведенному на основании данных по испытанию грунта, практически возможные деформации основной колеблются в следующих пределах: вертикальная осадка — от 8 до 9 мм; горизонтальное смещение устои — от 4 до 6 мм. Приведенные данные свидетельствуют о том, что загроможденная бесшарнирная арка является достаточно гибкой и практически возможные деформации основной опор не могут вызвать в арке опасных напряжений. Фактически деформации, выделенные при раскручивании и затем при испытании жста, были еще меньше, чем расчетные.

\* Удлинение линии опоры не учитывается и выходящему в арки моменту от основной опор.

## 3. СВЯЗИ МЕЖДУ АРКАМИ

Расчет связей производится с учетом условий от укорочения арки, вызываемого обжатием последних под действием постоянной нагрузки.

В расчетах ветровой системы обжатие арки вызывает довольно значительные растягивающие усилия (до 60 т).



Фиг. 14. Сравнительный график значений растягивающего момента в пяти арках в зависимости от перепада высот арки.

Примечание. 1-й случай — сила в одной связи на гравитационной стороне; 2-й случай — сила в двух связях на гравитационной стороне арки; 3-й случай — сила в двух связях одной на гравитационной стороне арки, а другой — на стороне ветра.

Растягивающие и сжимающие усилия в диагональных связях, обусловленные неравномерным распределением временной нагрузки относительно середины пролета и продольной оси моста (диагональное нагружение, продольный перенос арки), достигают значительной величины: от  $\pm 91$  т в диагоналях, ближайших к венту, до  $\pm 55$  т в диагоналях, ближайших к венту.

На полученных данных следует, что при проектировании многопролетных мостов необходимо производить расчет ветровых связей на продольный перенос арки, так как для элементов связей, находящихся ближе венту, усилия от ветровой нагрузки незначительны, а то время как усилия от перепада в несколько раз превосходят ветровые.

Подвески (и стойки) рассчитаны как составные элементы поперечных рам, в состав которых входят также распорки нижней и поперечные балки пролетной части. При расчете поперечных рам действующая нагрузка определялась с учетом влияния сил перекоса пролетного строения, возникающих вследствие несимметричности поперечной нагрузки моста. Расчет сил перекоса производился методом кинематических перемещений как для 14-кратной статически неопределяемой системы, состоящей из арок моста, взаимно связанных 14 упругими рамами, причем было учтено взаимодействие всех элементов этой системы. Перекос весьма сильно сказывается на работе подвесок, увеличивая действующий в них момент и усиливая изгибающий момент примерно вдвое. Вследствие этого и потребовалось дополнительное продольное армирование подвесок в нижней их части.

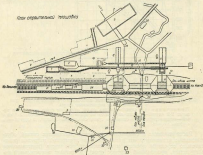
ГЛАВА V

ОСНОВНОЙ ПЛАН РАБОТ ПО ПОСТРОЙКЕ МОСТА

1. СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА

Общее размещение всех сооружений на строительной площадке определялось в основном тем, что обходный железнодорожный путь был проведен справа от трассы моста (по направлению к Москве) и крайне затруднял доступ с этой стороны к сооружаемому мосту (фиг. 65). Поэтому основные сооружения (склады материалов, бетон-

Общая строительная площадка



Фиг. 65.

- 1—станция встречного хода; 2—высотный бак; 3—высотный насос; 4—станция насосов; 5—станция распределения воды; 6—станция распределения воды; 7—станция распределения воды; 8—станция распределения воды; 9—станция распределения воды; 10—станция распределения воды; 11—станция распределения воды; 12—станция распределения воды; 13—станция распределения воды; 14—станция распределения воды; 15—станция распределения воды; 16—станция распределения воды; 17—станция распределения воды; 18—станция распределения воды; 19—станция распределения воды; 20—станция распределения воды; 21—станция распределения воды; 22—станция распределения воды; 23—станция распределения воды; 24—станция распределения воды; 25—станция распределения воды.

чие и клиндробильные заводы, плотничный цех) были расположены с левой стороны. Однако недостаточность свободного места с этой стороны заставила расположить часть сооружений (механическую мастерскую, инвентарку, бетонную лабораторию, кузницу) по правой стороне с использованием выемки в железнодорожной насыпи трубы для прохода на основную площадку.

Кроме того на общем размещении сооружений строительной площадки появились условия подачи грузов по железной дороге со стороны ст. Хинки (железнодорожная сторона). От этой станции по левому откосу существующей насыпи (примерно по середине высоты насыпи) был проведен специальный разгрузочный туннель. Цементные склады, склад песка и разгрузочная площадка для камня были расположены вдоль туннеля в такой последовательности, чтобы более тяжелые и большие по объему материалы располагались возможно ближе к восту. Склады песка и камня были расположены непосредственно на нижней части насыпи, вна от туннельного пути. После перевода движения на обходные пути разгрузка песка и камня производилась с верха существующей насыпи, чем значительно расширялась емкость складов.

Бетонные заводы были расположены по осев устою. Такое расположение вытекало тем, что: 1) основные объемы бетонной кладки были сосредоточены в пределах устою, 2) дальнейшее бетонирование пролетного строения наиболее удобно было производить при подаче бетона от концов пролетного строения. Бетонные заводы были расположены у подошвы насыпи, на расстоянии 34 м от опор. Благодаря этому обеспечивалось удобство подачи шпалерных и бетонных заводов в одновременно создавалась возможность соорудить заводы заблаговременно, до начала отрывки коньковых опор, что при сжатых сроках строительства имело существенное значение.

Склады щебня располагались в одну линию с бетонными заводами.

Арматурный цех (включая электростанцию, склады сырья и готовой арматуры) располагался на верш насыпи, со стороны ст. Хинки. В смысле удобства подачи к цеху арматурного железа такое расположение являлось вполне рациональным. К тому же значительная часть готовой арматуры либо спускалась по цеху вниз (для армирования опор) либо в том же уровне передавалась на мост (при армировании пролетной части).

Доставка материалов производилась грузовым транспортом от ст. Хинки к складам, плотничному цеху, инвентарке и на всех перечисленных пунктах хранения и обработки — к месту постройки.

Щебень, получаемый с клиндробилок, транспортировался на склады по узкоколейному пути, расположенному на деревянной эстакаде высотой 4,5 м. Выгрузкой, грузовые вагоны подавались на эстакаду с помощью электровозов по наклонному (в виде Бремсберга) пути. Эстакада имела уклон 0,003, облегчающий движение грузовых вагонов. Во время работы бетонных заводов щебень от клиндробилок также же способом доставлялся непосредственно на заводы. На щебнекрайних щебень подавался на бетонные заводы понизу в тачках.

Цемент и песок транспортировались к бетонным заводам по двухпутной узкоколейке (одни путь — грузовой, а другой — для порожних), которая в начале своей трассы была уложена на грунте, а далее на деревянной эстакаде, высотой на 2,5 м выше уровня площадки бетонных заводов. Путь, по которому подавались цемент и песок, на всем протяжении имел уклон по грузовому направлению.

В целом размещение основных сооружений на строительной площадке оказалось на практике вполне удовлетворяющим условиям и объемам выполняемых работ.

## 2. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ И ОБЪЕМЫ ОСНОВНЫХ РАБОТ

Постройка моста началась с момента окончательного перехода железнодорожного движения на обходные пути, т. е. в средние ноябрь 1934 г. Окончание всех работ было назначено и выполнено к 4 ноября 1935 г. Таким образом полная продолжительность работ по постройке свайного моста составила 11½ месяцев. В течение этого времени прикладным путем последовательность основных работ определялась необходимой (в соответствии с конструкцией моста) очередностью бетонирования и требующимся временем выдержки бетонированных частей моста.

Основными работами, определявшими в свою очередь последовательность и сроки выполнения всех прочих работ, являются следующие:

1) срывка котлована (36 000 м<sup>3</sup>) до отм. 10,25 м, заключающаяся в разборке существующей насыпи до отметки, с которой должно было производиться спускание поездов;

2) устройство телескопа для бетонирования железобетонных опусных коробок (колодез), установка опалубки и арматуры коробок;

3) бетонирование опусных колодез (объем железобетона — 733 м<sup>3</sup>);

4) выдерживание и распушка колодез;

5) опускание колодез до проектной отм. 4,25 м с вышкой асбеста в количестве около 5 000 м<sup>3</sup>;

6) установка и оборудование котлов для устройства свайного основания в количестве четырех котлов на каждый устой;

7) забивка свай основания в количестве 336 шт. на каждый устой;

8) бетонирование фундаментов (залысение колодез) с укладкой 4 800 м<sup>3</sup> бетона;

9) бетонирование массивов устоев и предпоях от верха коробок до пят арок (объем железобетона — 3 168 м<sup>3</sup>);

10) бетонирование арок и своев между ними (объем железобетона 1 000+210=1 210 м<sup>3</sup>);

11) выдерживание арок и их раскружалывание;

12) уборка кружалых подмостей и кружал;

13) установка опалубки и арматуры проволочной части;

14) бетонирование проволочной части в стоек (объем железобетона — 2 072 м<sup>3</sup>);

15) выдерживание и раскружалывание проволочной части;

16) нагрузка балластом проволочной части;

17) бетонирование подвесок (объем железобетона — 187 м<sup>3</sup>);

18) выдерживание подвесок и переход движения на новый мост.

Применительно к вышесказанной последовательности основных работ ориентировались в все остальные работы с тем, чтобы, во-первых, к началу бетонирования арок были закончены забивка свай подмостей, устройство подмостей и кружал, установка опалубки и арматуры арок; во-вторых, срок окончания работы по устройству верхонок (коробчатых) частей устоев (1 732 м<sup>3</sup>) обеспечила возможность своевременной отсыпки конусов (с учетом необходимого времени на выдерживание бетонированных коробчатых частей).

Общий объем бетонной кладки всего моста составляет 14 829 м<sup>3</sup>; общий вес арматуры — 1 185 т (включая монтажное железо).

Постройка моста распадается на два характерных этапа: первый — это период главных работ, включающий в себя все работы по устройству оснований моста, а также по устройству подмостей и кружал; второй этап — последний период, включающий все работы по сооружению главных строений моста и собственно опор (без опусных колодез).

## РАБОТЫ ПО СОБРУЖЕНИЮ ОСНОВАНИЙ И ОПОР МОСТА

## I. ФУНКЦИЯ КОТЛОВАНОВ

Работа по отрывке котлованов для опор моста производилась в ноябре и декабре 1934 г., причем полный фронт работ был открыт только с 15 ноября: до этого числа, в течение двух недель со времени перевода движения на обходный путь, один старый путь сохранялся — как резервный — а его провалки состояли вследствие некоторых деформаций в земляной присыпке обходных путей.

Эти деформации вырвались в подвальных грунтах откоса обходных путей (с ленинградской стороны) в связи с выходом на поверхность откоса грунтовой воды.



Фиг. 66. Разработка котлована опор.

Насыпь у конуса в подходе к эстакаде с ленинградской стороны также обнаруживала некоторые деформации, в результате которых концы эстакады сместились вверх на 15 см по отношению к оси обходных путей.

Указанные явления возникли из-за небрежности, допущенной при выполнении работ по устройству конусов, а также в связи с принятым Справкой пути Октябрьской ж. д. неудачным решением вести присыпку обходных путей на галвы по существующему откосу существующей насыпи. Как уже указывалось, старая насыпь первоначально была устроена над два пути и состояла в основном из супыльчатых грунтов. В дальнейшем был отсыпан третий (станционный) путь на свесы. Дополнительно к этой насыпи со стороны третьего пути галвы стали присыпки для обходных путей закрывало выход воды, которая стала накапливаться в пределах существующего слоя общего вседневного массива насыпи. Местами вода прорывала галвенную присыпку обходных путей, выходила наружу и частично деформировала откос. Застоявшиеся скопления воды были обнаружены во время выемки в этой насыпи котлована под ленинградскую опору моста: вода в довольно значительном количестве вышла из существующего слоя насыпи в котлован. Все это

привело к необходимости принятия мер, обеспечивающих удаление воды из тела насыпи. Благодаря принятым мерам в дальнейшем (с января по ноябрь 1935 г.) обводные пути были вполне устойчивы.

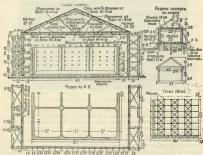
Работы по отрывке котлована велись при сильных морозах<sup>1</sup> и в глубоком промерзании грунта. Разработанный грунт транспортировался тачками и грабарями, причем пути для вывозки его большей части проходили под металлическими простями обводной насыпи (фиг. 65).

Разработка грунта в основном производилась обычным способом, что необходимо особо отметить, учитывая близость обводных путей. Высота 55-600 м<sup>3</sup> земли потребовала около полутонны жесдеи (отчасти вследствие недостатка рабочей силы на этих работах).

По окончании разработки котлована часть насыпи между ними осталась неразобранной и была использована в целях уменьшения высоты и стоимости водостой для арки и урочной части.

### в. Устройство теплых колодцев

По первоначальному плану производства работ предполагалось в течение зимы произвести как бетонирование опускных колодцев, так и их заполнение. Однако в целях сокращения срока работ, чтобы



Фиг. 66. Устройство теплого колодца.

не тратить время на разборку теплицы после бетонирования опускных колодцев и на вторичную их сборку при последующем бетонировании заполнения, а также чтобы обеспечить наиболее удобные условия производства работ по выемке грунта при опускании колодцев, — были устроены теплицы обыкновенного типа.

Конструкция этих теплиц представляла собой систему из стоек  $d = 16$  см из асбеста (фиг. 67); стойки были обшиты с двух сторон

<sup>1</sup> В теплице эта работа совсем не производилась, так как крайне низкой температуры воздуха.

тонкими досками, пропуском между которыми заполняется опилками. Высота стен теплицы наивысшая 8,0 м, для того чтобы при бетонировании колодцев, имеющих высоту 5,0 м, можно было подвигать бетон сверху.



Фиг. 68. Перекрытие теплицы (справа фотографии) и установка стоек круглыми колодцами (справа снимка).



Фиг. 69. Устройство теплицы и установка опусковых колодцев (справа фотографии) и установка стоек круглыми колодцами (справа).

Перекрытие теплицы выполнялось в виде дощатых строительных ферм пролетом 21,5 м на гвоздевых соединениях (фиг. 68).

Отопление теплицы применено паровое. Необходимое количество пара определялось по условиям: наружной температуры —  $-25^{\circ}$  и внутренней  $+18^{\circ}$ .



Установка опалубки и арматуры колодца производилась одновременно с устройством теплицы (фиг. 69).



Фиг. 73. Конкретный завод в теплице.

Каждый из двух бетонных заводов был в этот период оборудован двумя бетономешалками системы «Гларс» с емкостью загрузки конуса 375 л. При 18 замесов в час, 20 рабочих часах в сутки и норме выхода бетона 0,67 расчетная производительность одного такого завода составляла<sup>2</sup>:

$$2 \cdot 18 \cdot 20 \cdot 0,67 \cdot 375 = 180 \text{ м}^3 \text{ в сутки.}$$

Загрузка барабана производилась подъемным конусом самой бетономешалки. Вертикальная транспортировка бетона производилась двумя конусами в шахтных подъемниках при помощи одной двухбарабанной лебедки. Горизонтальная перевозка готового бетона на бетоносред подъемником производилась на тачках в крытой галлерее (фиг. 70).

Отопление бетонных заводов — паром.

Обогревание inertных производилось в специальных отсеках также паром, проходящим по трубам; трубы в отсеках образовывали решетку. В предназначенных для обогрева щельках труб были пробиты дыры. Все отсеки, служившие для обогревания inertных, были приспособлены к бетонным заводам под закольцовкой, с которой и производилась их загрузка. Емкость одной пары отсеков (одного в 9,0 м<sup>3</sup> для щебенки и другого в 4,5 м<sup>3</sup> для песка) соответствовала часовой производительности бетонного завода. Загрузка такой пары отсеков inertными, подававшимся обогреты, требовалась около получаса. Среднее время обогрева составляло один час, причем требовалась следующая величина пара:

|  |
|--|
| для 9,0 м <sup>3</sup> щебенки при нагреве до 7° 170 м <sup>3</sup> /ч |
| 4,5 — песка            "            "   30° 100 "                      |
| 2,3 — воды             "            "   50° 450 "                      |

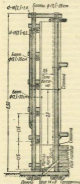
Всего . . . 568 м<sup>3</sup>/ч

<sup>2</sup> В дальнейшем, в период летних работ, мощность бетонных заводов была значительно путем дополнительной установки в каждом бетонном заводе поодиночке бетономешалки. Фактическая производительность одного завода при этом достигала 300 м<sup>3</sup> бетона в сутки.

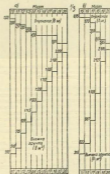
Расход пара на отопление бетонного завода и теплица определялся в 77 кг/час, общий же расход пара составлял  $786 + 77 = 863$  кг/час; таким образом для бетонирования каждой опоры требовалась следующая поверхность нагрева котлов:

$$\frac{1,1 \cdot 863}{16} = 60 \text{ м}^2.$$

Бетонирование опускных колодцев производилось на Ленинградском устье — 5—10 февраля 1935 г., а на Московском — 13—17 февраля. В этот период строительство моста испытывало большое напряжение, так как все его звенья получали полную нагрузку в тисках



Фиг. 71. Опалубка наружных стен опускного колодца.



Фиг. 72. Графики температуры бетона и воздуха колодцев: а — по Ленинградскому устью; б — по Московскому устью.

нивших условиях. Качество бетона опускных колодцев было невысоким, так как бетонирование деловольно сложной и густо армированной железобетонной конструкции выполнялось рабочими, впервые производившими такую работу, а состав бетона был подобран без учета условий его укладки (при укладке в дело масса оказалась жесткой и мало пластичной).

### 2. ОПУСКАНИЕ КОЛОДЦА ДО ПРОЕКТИВНОЙ ОТМЕТКИ

Опускание колодца начиналось с посадки их на грунт. В первую очередь снимали опалубку и все несущие части опалубки внутренних диафрагм, сохранив только опалубку наружных стен (фиг. 71). Кам-

дый нож колодезца поддерживался четырьмя лежками, попарно идущими вдоль стены колодезца; между обеими парами лежек был устроен пропускной, достаточный для прохода ножа; поперек лежек поверху настилался подклад, уложенный на расстоянии 1,25 м одна от другой и служивший опорой для вертикальных стоек оплывшей стеной колодезца.

Склоненная часть ножа поддерживалась наклонными коротышками. Немедленно после снятия вертикальных стоек и наклонных коротышек колодезца стена весом продолжала подкладку и садилась в грунт, раздвигая в стороны продольные лежки.



Фиг. 72. Продольные подвальные тележки на окружном колодезце ленинградского устья (для удаления грунта).

Грунта тележки были снабжены асбестоцементной толщиной 1,25 т. Передвигались тележки вручную по отдаленному рельсовому пути, расположенному по периметру колодезца. Внизу колодезца, по линии передвижения каждой тележки, настилалось несколько деревянных шпалов, служивших для подсыма грунта. Тележку устанавливали над одним из заготовленных грунтовыми шпалами и лотком, водным с помощью асбестоцементной шпалы внутрь, отклоняли его за пределы колодезца для разгрузки (шпалы разгружались через открывающееся дно). Тележки работали беспрерывно.

В процессе опускания колодезца ленинградского устья случилась временная заминка. Колодезец остановился 18 марта, и в течение четырех дней его не удавалось опустить ни на один сантиметр, несмотря на продолжавшуюся выемку земли. Грунт был выбран ниже кола колодезца на 1,61 м, а колодезец все не опускался. Для того чтобы вывести колодезец из такого положения, на наружных стенках колодезца по всему периметру пробурили значительное число скважин, а затем заложены и взорваны зенитками. Однако и это мероприятие не принесло никакого результата не дали. В конце концов 19 марта колодезец самостоительно, быстро и плавно опустился и немедленно был доведен до проектной отметки. Причиной этой заминки, по мнению, является следующее обстоятельство: в процессе опускания колодезца (впервые первоначальными предположениями) был разобран его тележек; это позволило задерживать сарказмного колодезца грунта, сильно противящего воды, которая собиралась в тележке вокруг стеной колодезца; в результате верхняя часть колодезца сворачивалась с грунтом, не имея возможности опуститься.

Работы по опусканию колодезца московского устья начались 13 марта<sup>2</sup> и окончилась 20 марта, т. е. в среднем колодезец спускался на 1 м

<sup>1</sup> Поддерживание колодезца до уровня продолжалось ровно месяц.

<sup>2</sup> Выпускание колодезца до уровня продолжалось 26 дней.

в сутки. Выемка грунта производилась четырьмя деревянными лерками с электротягачами мощностью по 2,5 т.

Сравнивая оба способа выемки земли из колодцев, можно отметить, что она оправдала себя в достаточной степени. Производительность лерками вследствие большой мощности их тягачей была соответственно больше; но если учесть время, потребовавшееся на монтаж подъемных механизмов, то работа по выемке из обонх колодцев шла на одинаковой скорости времени.

По окончании опускания колодцев были установлены следующие наибольшие отклонения в плане от проектного положения колодца (считая по наружным их границам): по ленинградскому устью — на 4,7 см, по московскому — на 10 см.

Уровень грунтовой воды во время производства работ стоял на 1—1,5 м выше проектной отметки основания. На колодце ленинградского устья откачка воды производилась одним центробежным 6-дюймовым насосом, работавшим периодически; на колодце московского устья откачка осуществлялась при помощи глубинного водоотлива. Применение глубинного водоотлива в данных условиях едва ли было необходимым; проще и дешевле было бы производить откачку воды простым центробежным насосом (следует однако отметить, что при глубинном водоотливе в колодце отсутствовали даже признаки воды).

#### 4. ЗАБИВКА СВАЙ ОСНОВАНИИ

Большое количество свай в основании каждой опоры (838 шт.), их тугое расположение, необходимость забивки свай на 6 м ниже котра, располагаемого сверху колодца, ограниченность фронта работы — все это представляло известные трудности для завершения свайных работ в короткий срок.

На каждой опоре забивка свай производилась четырьмя парными котрами. В целях ускорения производства работ были сконструированы специальные котры с выдвижными стрелами телескопического типа. Стрелы по мере забивки свай опускались вниз, и таким образом забивка производилась непрерывно. Котер был снабжен двухбарабанной электротягачкой, которая поднимала стрелу, паровую «бабу» и свай (фиг. 74). Устройство таких котров сильно облегчало работу, позволяло обходиться без «подважон» и быстро передвигать котры. Вся работа по забивке свай обонх опор, включая монтаж котров, продолжалась один месяц.

Порядок забивки был принят следующий: в первую очередь забивали по три поперечных ряда свай в передней и задней частях опор; затем забивались все остальные свай, причем забивка велась уже продольными рядами от продольной оси опор к боковым границам колодца.

Наиболее трудной в отношении глубины забивки свай была мос-



Фиг. 74. Свайные котры на монтажном пути.

концы опор. Для этой опоры среднее погружение свай в грунт (считая по секциям опускающего козла) было следующее:

|               |        |               |        |
|---------------|--------|---------------|--------|
| по секции № 1 | 4,35 м | по секции № 7 | 5,45 м |
| № 2           | 5,11   | № 8           | 4,79   |
| № 3           | 4,72   | № 9           | 4,54   |
| № 4           | 4,35   | № 10          | 3,98   |
| № 5           | 5,22   | № 11          | 4,74   |
| № 6           | 4,35   | № 12          | 4,35   |

Средняя глубина погружения по всему козловому составу была 4,63 м. При этом погружение 12% всех свай составляло от 2 до 3 м, 18% — от 3 до 4 м, а у остальных 70% свай погружение превышало 4 м.

Для достижения лучшей связи свай с бетоном верхние концы свай связывали с талым расчетом, чтобы две трети общего числа свай заделывались в бетон основания на 70 см и одна треть — на 45 см, причем более толстые сваи располагались в каждом третьем ряду (фиг. 75)<sup>1</sup>.

## 2. ИСПЫТАНИЕ ГРУНТА И СВАЙ ПРОВОДИЛИ НАГРУЗКАМИ

Для предварительной оценки несущей способности грунта в основаниях опор моста могли бы служить следующие два обстоятельства: 1) грунт на отметке основания опор испытывали



Фиг. 75. Забитые сваи и распределительная сетка под основанием опорного козла.

под действием веса насыпи и тешинг 80 лет такого же давления, которое было достигнуто простом для действия постоянной нагрузке самого моста (1,8 кг/см<sup>2</sup>); 2) проделанные в теле насыпи для пропуска вод р. Химки труба, на всем своем протяжении (длиной 80 м) представлявшая собой единое целое, без деления на секции, и находившаяся под неравномерным давлением вышележащей насыпи, не имела в кладке сколько-либо дефектов и трещин, которые неизбежно появились бы в ней, если бы в грунте основания возникли значительные деформации.

Несмотря на убедительность этих фактов, возможность сооружения большого бесшарнирного моста на обычном типа насыпном грунте требовала дополнительных подтверждений.

Поэтому срантительством канала были произведены испытания грунта статической нагрузкой на отметке оснований

обоих устоев моста. Испытание производилось в следующих условиях: диаметр сваи 30 см, шаг сетки 600 см.

Для ленинградского устоя нагрузка была доведена до 12 кг/см<sup>2</sup>; полная осадка при этом составила 22,95 мм, а упругая отбита после снятия нагрузки — 4,35 мм. Для московского устоя нагрузка также была доведена до 12 кг/см<sup>2</sup>; полная осадка от этой нагрузки была 17,10 мм, а осадка при снятии нагрузки — 4,35 мм. Из данных графиков испытаний вытекают также следующие характеристики грунта:

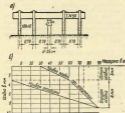
1) при нагрузке 12 кг/см<sup>2</sup> напряжение в грунте еще не достигло

<sup>1</sup> Более подробно данные об этих производств свайных работ на строительстве канала Москва—Волга приводятся в специальном разделе ежегодного отчета «Исполнительные работы».

величины временного сопротивлений: осадка происходила по плавной кривой, близкой к прямой;

2) при длительном испытании той же предельной нагрузкой осадка практически затухала через 45—60 час.

Были подвергнуты также испытанию пробной нагрузкой и сваи, забитые в основание опор. В московском котловане испытывались сваи № 530,  $d = 28$  см, забитая до отказа с глубиной погружения



Фиг. 76. Схема установки дозарата (а) и график (б) осадки сваи № 530.



Фиг. 77. Испытание свай пробной (100 т) нагрузкой в котловане гидравлического дозарата.

7,27 м. Свая подвергалась нагрузке при помощи гидравлического дозарата мощностью 200 т. Испытание производилось путем утяжки поршня дозарата, который был установлен на испытываемой свае, в двутавровую балку № 50, прикрепленную концами к четырем сваям, расположенным в один ряд с испытываемой (фиг. 76 и 77). Результаты испытания получены следующие:

|   |      |
|---|------|
| при нагрузке 30 т в течение 30 мин, полная осадка равна . . . . . | 0 мм |
| " " 60 " " " 15 " " " " " " " " " " " " " " " " " "               | 2 "  |
| " " 75 " " " 15 " " " " " " " " " " " " " " " " " "               | 6 "  |
| " " 90 " " " 15 " " " " " " " " " " " " " " " " " "               | 9 "  |

После снятия нагрузки утянутая отсадка составила 6 мм. Таким образом при нагрузке в 90 т испытываемая свая дала остаточную деформацию в 3 мм.

Испытание сваи № 319 ( $d = 28$  см), забитой до отказа с глубиной погружения 5,97 м, дало следующие результаты:

|  |      |
|--|------|
| при нагрузке 30 т в течение 30 мин, осадка равна . . . . . | 1 мм |
| " " 60 " " " 30 " " " " " " " " " " " " " " " " " "        | 6 "  |
| " " 60 " " " 2 4 м. " " " " " " " " " " " " " " " " " "    | 8 "  |
| " " 60 " " " 2 " " " " " " " " " " " " " " " " " "         | 10 " |
| " " 70 " " " 20 " " " " " " " " " " " " " " " " " "        | 11 " |
| " " 90 " " " 30 мм. " " " " " " " " " " " " " " " " " "    | 25 " |

После снятия нагрузки утянутая отсадка составила 5 мм, т. е. при нагрузке в 90 т оставшаяся деформация сваи оказалась равной 21 мм.

Свая № 504 ( $d = 28$  см) была забита до отказа и имела глубину

погружения всего лишь 2,05 м. Результаты испытания (фиг. 78) оказались следующими:

|                             |                     |      |
|-----------------------------|---------------------|------|
| при нагрузке 30 т в течение | 15 мин, осадка рамы | 4 мм |
| " " " " " "                 | 15 " " " " " "      | 15 " |
| " " " " " "                 | 15 " " " " " "      | 19 " |
| " " " " " "                 | 30 " " " " " "      | 21 " |



Фиг. 78. График осадки стоек № 304.

Последовательность бетонирования отдельных стоек, примененная в целях обеспечения более равномерной нагрузки основания, указана на фиг. 81. Необходимо попутно отметить, что для создания лучшей связи бетона колодез с вышележащим массивом устоя и большего сопротивления всего устоя в целом сдвигающим усилиям от распора арки колодез в этой стадии бетонировались не до самого верха и притом на расчетную высоту (фиг. 80).

Следующая стадия возведения опор заключалась в бетонировании массива устоя совместно с нижней беспустотной частью арок и железобетонной частью верховой колодез (фиг. 80). Чтобы избежать помех в процессе бетонирования и иметь возможность установить полностью необходимую арматуру, было решено производить подачу бетона сверху, с отв. 15,71 м, поставив наружную опалубку массива сразу на всю высоту. Массив устоя включал в себя значительное количество тяжелой арматуры (как собственной, так и для заделки арок). Для поддержания этой арматуры в нужном положении она была подвешена к деревянным балкам вспомогательного перекрытия, по которому поднимался бетон (на отв. 15,71 м). На ленинградском устое балки перекрытия поддерживались специальными бетонными колодезами (фиг. 82), которые в дальнейшем вошли в общую массу бетонной

После снятия нагрузки уступов отдала составила 9 мм. Следовательно 60-тонная нагрузка испытываемой стик вызвала остаточную осадку в 12 мм.

Все испытания грунта в связи основания полностью подтвердили правильность назначенных (с учетом всех сил) давлений: на грунт 5 кг/см<sup>2</sup> и на сваю 20,0 т.

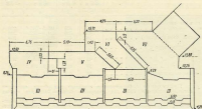
#### 6. РАБОТЫ ПО БЕТОНИРОВАНИЮ ОПОР

Работы по бетонированию опор начались с заполнения опускных колодез (на фиг. 79 показана подготовка к выполнению колодез). Эти работы были выполнены по ленинградскому устою с 26 апреля по 7 мая 1935 г., а по московскому — с 6 мая по 16 мая 1935 г. Объем бетона, указанного в каждой опускной колодез, в этот период — 1100 м<sup>3</sup>. Подача бетона вниз производилась по деревянным трубам.



Фиг. 79. Подготовка и бетонирование опускного колодеза ленинградского устоя.

кладки. На московском устое вместо бетонных колонн были применены деревянные четырехстолбовые, пустотелые колонны, которые при бетонировании массой образовали в нем пустоты, заполненные впоследствии бетоном.



Фиг. 80. Порядок бетонирования московского устоа.

Общий объем бетонной кладки массива для каждого устоа составлял около 2000 м<sup>3</sup>. При бетонировании устоа объем делался на четыре блока (Фиг. 80 — блоки IV, V, VI и VII), причем границы между блоками V и VI и между блоками VI и VII шли наклонно, под углом около 45° к горизонталю, т. е. примерно нормально к усаниям, воспринимаемым массивом устоа от арки.

Бетонирование массивов продолжалось на ленинградском устоа с 17 мая по 13 июня 1935 г., а на московском — с 25 мая по 12 июня 1935 г.

Коробчатые части устоа бетонировались поэтапно в следующие сроки (в 1935 г.):

а) на ленинградском устоа:

первый этаж с 25 июня по 27 июня  
второй " " 13 июля " 14 июля  
третий " " 29 " " 4 августа

б) на московском устоа:

первый этаж с 29 июня по 1 июля  
второй " " 17 июля " 29 " "  
третий " " 1 августа по 7 августа

|   |   |   |   |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 5 | 5 | 6 | 6 |
| 1 | 2 | 3 | 4 |

Фиг. 81. Последовательность бетонирования одной ступенчатой колонны.

Готовый устоа до засыпки показан на фиг. 83.

К качеству бетона опор предъявлялись следующие требования: для заполнения колоды и массива устоа — марка бетона  $R_{сж} = 300 \text{ кг/см}^2$ , для подвешенного блока (подушки) и арки  $R_{сж} = 350 \text{ кг/см}^2$ ; для коробчатой надстройки  $R_{сж} = 300 \text{ кг/см}^2$ .

Результаты испытаний контрольных образцов бетонных кубиков по московскому устоа, приведенные в табл. 8, свидетельствуют, что у примененных бетонов временное сопротивление оказалось выше требуемого.



| Элементы сооружения  | Высот<br>бетона<br>в м/шт | Расход<br>песка<br>в м <sup>3</sup> /шт | Расход<br>песчаника<br>в м <sup>3</sup> /шт | Требуемая<br>сила в<br>кг/шт |     |
|--|---------------------------|---|---|------------------------------|-----|
| 1  | 2                         | 3                                       | 4   | 5                            |     |
| Защитная опусная колода и колода<br>над ней (по образцу) . . . . . | 28<br>42                  | 325<br>325                              | 189,5—285,6<br>234,0—272,0                  | 200<br>200                   |     |
| Подбитый блок (подушка) . . . . .                                  | 28                        | 425                                     | 412,3—484,7                                 | 300                          |     |
| Короба<br>устоя  | Первый ярус . . . . .     | 28                                      | 400   | 402,0—470,5                  | 300 |
|  | Второй " . . . . .        | 42                                      | 400   | 387,5                        | 300 |
|  | Третий " . . . . .        | 42                                      | 415   | 358,1—458,6                  | 300 |
| Прочная часть устоя . . . . .                                      | 28                        | 415                                     | 444,5                                       | 300                          |     |
|  | 28                        | 415                                     | 411,0—458,5                                 | 300                          |     |
|  | 28                        | 415                                     | 379,5—482,7                                 | 300                          |     |

Примечания. 1. Подозвешенные отношения для бетона защитной колоды составляло 0,63; для подбитого блока — 0,46; для короба устоя — 0,49.

2. Бетонное строительство шло трубой марки бетона и при смешивании применяли мерники только в одном образе по два десяти цента.

Немедленно после снятия боковой опалубки, через четыре дня после окончания бетонирования подбитого блока лежневидного устоя (фиг. 84), на боковой поверхности устоя были обнаружены трещины, которые в основном захватывали подбитый блок (VI) на фиг.



Фиг. 84. Установка перекрытия и опалубки колоды устоя.



Фиг. 85. Дефектированный устой (верхняя часть).

80), распространилась однако и на соседний блок — VI. На левой боковой грани устоя появились три трещины, на правой — две. В месте соприкосновения блоков VII и VI направление трещин было близким к нормали этого шва; далее — вверх — трещины принимали пологое, близкое к вертикали, выходящее к верхней грани устоя.

В течение некоторого времени трещины продолжали развиваться и ширина их достигла 1—2 мм. Кроме того появлялись новые трещины

(привада, значительно меньше, почти волосного характера), причем не только на боковых гранях, но и на передней — только армированной — грани устоп<sup>1</sup>. По рабочему шву между блоками V и VI также совершенно отчетливо выявилась трещина.

Появление этих трещин следует отнести за счет недостаточно точной оценки термических и усадочных изменений, возможных в бетонных массивах. Сама по себе величина податного блока (около 750 м<sup>3</sup>), темп его бетонирования (три суток), значительный расход цемента, достигающий в блоке лонжеронного устоп 500 кг/м<sup>3</sup> (марка бетона  $R_{cm}=350$  кг/см<sup>2</sup>), все это в большой степени способствовало интенсивному нагреванию и расширению внутреннего ядра блока при схватывании наряду с интенсивной усадкой наружных слоев блока и следовательно благоприятствовало образованию указанных трещин.

При тех же объеме и скорости бетонирования расход цемента на московском устоп составлял 425 кг/м<sup>3</sup>. Здесь наблюдались аналогичные явления, но в меньшем масштабе. Таким образом и этот расход цемента (425 кг/м<sup>3</sup>) оказался достаточно большим для такого бетонного массива, как податный блок устоп.

Судя по всем данным, можно считать, что трещины имели поперечностный характер. В частности, попытка промазать нагнетание цементного раствора (под давлением в 4 атм) в тело массива по направлению трещин не дала результата. С течением времени ширина трещин уменьшалась, и в конце 1935 г. они уже имели незначительный характер.

В коробчатой части устоп наблюдались особого рода усадочные деформации, описание которых будет приведено ниже.



Фиг. 84. Податный блок лонжеронного устоп.

## ГЛАВА VII

### РАБОТЫ ПО СООРУЖЕНИЮ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

#### 1. ПОДМОСТИ И КРЫШКА

Насыпь в пределах строения моста в основном сохранялась нетронутой и разрабатывалась только в пределах опор, так как не было смысла производить разборку насыпи для того, чтобы заменить ее деревянной конструкцией подмостей.

Все конструкции, поддерживавшие опалубку арок и свай, состояли из трех основных частей (фиг. 85 и 86):

1) свайного основания подмостей, устроенного непосредственно поверх насыпи, а также на откосах котлованов опор;

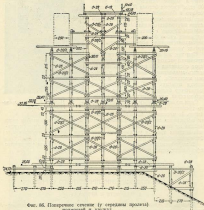
2) подмостей, которые в средней части пролета представляли собой систему рам, установленных на высадках свайного основания, а в пределах откосов котлованов образовывались путем наращивания свай;

<sup>1</sup> В пределах той части арок, которая бетонировалась совместно с блоком, указанных трещин не было обнаружено.

3) кружала, которые были сконструированы в виде системы, опирающейся на подмости с помощью «собалок», расположенных в трех кругах.

Бетонирование пролетной стоечки начиналось с арок; пролетная часть бетонировалась после разгрузивания арок. Вся нижняя часть подмостей после разборки кружала и верхней части подмостей была использована вторично для поддержания опалубки пролетной части<sup>1</sup>.

Вся система подмостей и кружала представляла собой в целом стоечную конструкцию, обеспечивающую простоту и удобство сборки

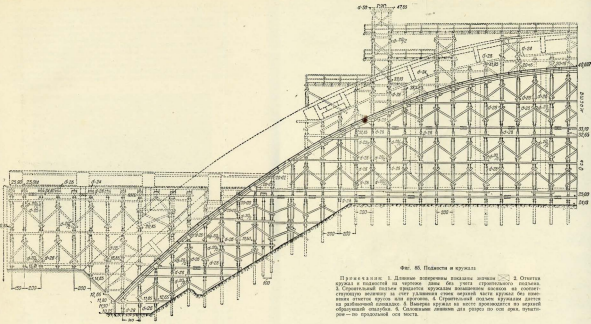


Фиг. 16. Поперечное сечение (у вершины пролета) подмостей и кружал.

как самих кружал, так и арматуры подмостей. Применение верхней или подмостной системы с устройством крутовых свайных опор являлось бы в данном случае мало целесообразным; вследствие принятой в стоечной системе предельной нагрузки на свай (16 т) общее количество свай не увеличилось бы, а в дальнейшем возникла бы необходимость в забивке дополнительных свай для подмостей пролетной части.

В общую систему подмостей были также включены концевые вертикальные подъемники и рабочие вышки. Подъемники были распо-

<sup>1</sup> В книге В. Д. Калитина «Оборудование железобетонных мостов (фед. Транс.-мостостроения)» приведены некоторые чертежи подмостей и кружал Киевского моста без различия его названий, причем дано не только правильное название пролетной части работ.



Фиг. 85. Подвеса и кружала

Примечания: 1. Длины вертикальных стоек и раскосов  $\square$  2. Отметка кружала и подвесов на чертеже даны без учета строительного подвала.  
 3. Строительный подвал задается кружалами выделенными цветом на соответствующую величину за счет удлинения стоек верхней части кружала без изменения отметки кружал или раскосов. 4. Строительный подвал кружалам дается на разбивочной площадке. 5. Высота кружала на мосте производится из верхней обшивочной плиты. 6. Сложными линиями дана разбивка по оси арки, пунктиром — по продольной оси моста.

ловлены между арками моста примерно в четвертых пролетах (по два подъемника с каждого конца моста) и служили для подъема бетона от уровня пролетах части на разные этапы рабочих мостовых; эти мостки располагались попарно, над соответствующими сошками, на которых делался пролет арки при бетонировании (фиг. 87).

Криволинейный пояс кружал, образующий криволинейную очертавку арок, состоял из отдельных кососов (двойных) длиной от 4 до 6 м и сечением  $20 \times 22$  см, удерживавшихся торцами друг к другу и подкрепляемых стойками кружал Уала, образуемые стойками и косками, были скреплены металлическими фасонками из листового стали толщиной 8 мм. В искривленных частях кружал стойки упирались, дополнительно в специальные деревянные болванки, вкрученные в коски и скрепленные с ними.



Фиг. 87. Общий вид подмостей, кружал и рабочих мостков.

В свайном основании подмостей насчитывалось всего 688 свай. Забивка их производилась зимой с помощью четырех козлов, оснащенных подъемными бабками весом по 1,25 т и подъемными электромоторами. Глубина забивки составляла от 12 до 16 м. Кружала изготовлялись на сборочной площадке, где в натуральную величину была расчерчена параболыпесочная кривая, образующая внутреннюю очертавку арок. К этой кривой были добавлены координаты строительного подъема, изменявшиеся также по параболе от 15 см (в начале) до нуля (в пиках).

Приспособленным для раскручивания служили деревянные кобылки. Это простое приспособление даже при таком большом пролете вполне оправдало себя в отношении удобства работ и надежности. Немедленно же кобылки имелись альены, которые, не являясь элементами для раскручивания, служили в процессе сборки кружал для точной регулировки положения стоек по высоте.

## 2. СВЯЗЬ БЕТОНИРОВАНИЕ И ОШЛУБКА АРК

Коробчатая конструкция арок представляет некоторые затруднения для устройства ошлужки и бетонирования арок сразу на все их сегменты. Поэтому арки бетонировались в два приема: сначала проно-

поднялось бетонирование внешней части, т. е. внешнего кольца арки (два короба), а затем — верхней части (стенки и верха коробов), поперечное сечение которой образует букву П.

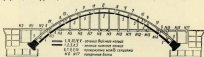
Кроме такого деления арки по высоте элемента было принято деление ее в дилеком направлении, причем по длине вся арка (оба ее кольца) была разбита на десять секций протяжением от 10 до 14 м (фиг. 88).

Между отдельными секциями на всю ширину и высоту арки оставались незабетонированные проемы шириной длиной в 1,00 м. Секции были расположены симметрично относительно середины пролета.

На фиг. 88 цифрами I—X и J—V указан порядок бетонирования секций (бетонирование велось одновременно в обеих половинах пролета по обеим аркам), а цифрами 6—10 — порядок бетонирования проемов.

Такой употреблением в мостостроении последовательность бетонирования имела целью:

- 1) избежать излишнему незабетонным деформации кружал, не допускаем в то же время несимметричности этих деформаций;
- 2) предотвратить возможность появления трещин в арке при деформации кружал;



Фиг. 88. Порядок бетонирования арки.

3) уменьшить усадочные деформации арки, предоставив отдельным, не связанным друг с другом частям возможность независимого сокращения по длине и вершиной проявления небольших усадочных деформаций (в первые дни твердения бетона), что имеет особое значение при употреблении высокоортных цементов.

Связи между арками бетонировались по окончании бетонирования внешнего кольца арки, т. е. после того, как произошли основные деформации подпостей. При этом в элементах связей были оставлены незабетонированными проемы шириной в соответствии с аналогичными (уменьшенными вышке) проемами связей арки.

По истечении некоторого времени было проведено окончательное замыкание арки (в порядке, указанном на фиг. 88 цифрами 6—10), а непосредственно вслед за этим и замыкание связей.

Конструкция опалубки следовала принятому способу бетонирования. Опалубка арки в основном разделялась на две независимые части: 1) опалубку внешнего кольца арки и 2) опалубку верхнего кольца, которая устанавливалась после бетонирования и разборки опалубки внешнего кольца.

Опалубка внешнего кольца (фиг. 89 и 90) состояла в своей внешней части из сплошного дощатого продольного настила, уложенного на сплошной брусоватый настил кружал. Брусоватый настил устроен сплошным потому, что расстояние между косыми кружала было сравнительно велико (2,5 м).

В свою очередь это расстояние (при ширине арки 3,0 м) определялось необходимостью пропустить между косыми кружала подвески, имеющие ширину 1,0 м.

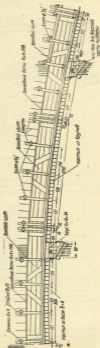
Боковые части опалубки нижнего кольца представляли собой отдельные щиты, изготовленные заранее на разбивочной площадке по вычерченной и натуральной величине арки. Крепление боковых щитов производилось рамками из брусков. Два бруска располагались нормально к образующей низа арки и взаимно своими концами прикреплялись к брусчатому настилу круга при помощи болтов с проушинами (фиг. 81); верхние концы этих брусков были соединены поперечным горизонтальным бруском, идущим по верху внешнего кольца арки. Рамки располагались на расстоянии 1,20 м друг от друга.

Верхняя часть опалубки внешнего кольца арки состояла из отдельных складывающихся (по мере бетонирования) поперечных досок, которые удерживались на месте при помощи четырех продольных брусков, подвешивавшихся под поперечный брусок рамки.

Отдельные секции внешнего кольца арки размещались между собой деревянными заглушками, которые расширялись деревянными рамками. Кроме того в эти же проемы между секциями были вставлены заранее изготовленные железобетонные распорки двустороннего сечения, снабженные спиральной арматурой. Назначение распорок заключалось в том, чтобы в пределах железобетонных проемов арматурной сетки к минимуму уменьшить протечку воды арки арматуры, которые обуславливаются сокращением длины арки вследствие деформации круга.

В местах примыкания подвесок к настилу кругам прикреплялись коробки для верхних частей подвесок так, чтобы при бетонировании нижнего кольца арка бетонировалась в часть подвесок.

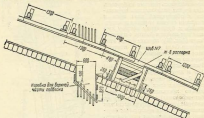
Для облегчения работ по осуществлению примыкания бетонирования к железобетонным верхним частям последние заключались наклонной плоскостью (фиг. 82).



Фиг. 81. Формы участка опалубки внешнего кольца арки.

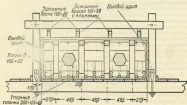
После выдерживания бетона нижнего кольца опалубка его полностью удалась и вместо нее устанавливалась опалубка верхнего кольца.

Опалубка верхнего кольца (фиг. 32—35) состояла из двух частей — внутренней и наружной. В первую очередь устраивалась внутренняя опалубка, вокруг которой устанавливалась арматура верхнего



Фиг. 30. Разрез участка опалубки нижнего кольца арки.

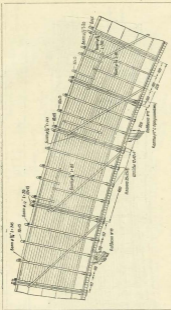
кольца арки (фиг. 36 и 37). Вслед за тем ставилась наружная опалубка верхнего кольца, по своей конструкции подобная опалубке нижнего кольца. Опалубка боковых стенок (наружная опалубка верхнего кольца) была устроена сразу на всю высоту арки в виде отдельных щитов



Фиг. 31. Шка № 7 (с чертежа фиг. 30).

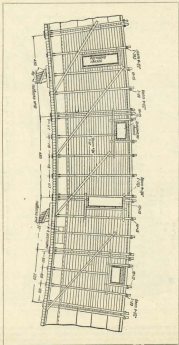
(из 4-х досок), изготовленных заранее на разбивочной площадке. Щиты удерживались при помощи стоек сечением  $10 \times 15$  см, соединенных поперек арки перекидными на болтах. Стойки ставились точно на то место, где раньше располагались стойки (бруски) опалубки нижнего





Фиг. 95. Внутренний вид обмуровки верха колоды при с наружной стороны шпиль.

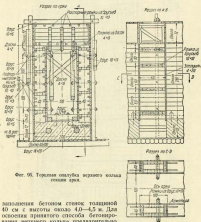
колоды и прикреплялись к брусчатому настилу теми же болтами. Обшивка верхней верхоугольной колоды подходила сбоку наклонную к верку бетона аналого колоды. Стяжка обеих боковых стенок приведена на фиг. 95 и 96.



Фиг. 21. Брусчатый каркас здания с наклонной стропильной системой.



Установка опалубки боковых стенок сразу на всю высоту арки производилась потому, что при этом способе значительно труднее получить правильное очертание верхней образующей арки и невозможно осуществить правильное примыкание элементов связей к аркам. Принятый способ требовал бетонирования боковых стенок арки сверху, т. е.



Фиг. 56. Торцевая опалубка верхнего кольца стенок арки.

заполнения бетоном стенок толщиной 40 см с высоты около 4,0—4,5 м. Для основания принятого способа бетонирования верхнего кольца предварительно был забетонирован в стороне от моста в натуральную величину отрезок арки длиной около 6 м (фиг. 56).

При бетонировании тонких боковых стенок арки весьма важно было соблюсти правильную проекционную толщину их. Для этого были применены заранее изготовленные бетоны и в распорки, точно фиксирующие расстояние между опалубками. Сквозь распорку, в специальном отверстии, пропускалась стяжная болт; распорки оставались в забетонированных стенках; болты после бетонирования удалялись, а отверстия заделывались раствором.

Опалубка как для нижнего, так и для верхнего кольца арки изготовлялась в виде щитов, без учета строительного подъема кружал. Таким образом при установке щитов на место между их торцами вылась некоторая разбежка, исчезавшая при бетонировании секций (вследствие осадки кружал).



Фиг. 16. Установки внутренней опалубки на верхнем кольце арки.



Фиг. 17. Установки конструкции внешней опалубки арки.

Опалубка арочных стенок и опалубка верхнего кольца арок устанавливались одновременно. При бетонировании секций верхнего кольца арок одновременно бетонировались концы примыкающих элементов стенок, причем на этой стадии бетонировка заключалась в сечении, нормальном к элементу стенки.

В заключение приводим следующие данные о сроках производства работ по бетонированию арок:



Фиг. 18. Опалубка арок верхнего кольца арки.

|  |                       |
|--|-----------------------|
| 1) нижнее кольцо — бетонирование стенок (фиг. 16, вертикаль номера 1, 2)   | 27 июля               |
| 2) верхняя и бетонирование внешнего кольца (включительно)  | 28 "                  |
| 3) нижнее кольцо — бетонирование секций (фиг. 18, номера 4 и 5)  | 29 "                  |
| 4) трехдневный перерыв после окончания бетонирования внешнего кольца (включительно)  | 30 июля—1 августа     |
| 5) снятие опалубки внешнего кольца   | 2                     |
| 6) установка: а) внутренней опалубки верхнего кольца, б) арматуры, в) наружной опалубки, г) опалубки секций и д) арматуры стенок   | 3—18 августа          |
| 7) бетонирование секций верхнего кольца арок (по две секции в каждой арке одновременно, в установленном направлении при переходе в следующую пару секций, в порядке, указанном на фиг. 18) | 19—28 августа         |
| 8) бетонирование стенок  | 29—31 "               |
| 9) перерыв до замыкания арок (съем опалубки) с момента окончания укладки арок  | 29 августа—4 сентября |
| 10) замыкание арок   | 4—5 сентября          |
| 11) замыкание стенок   | 6 сентября            |

Следует отметить, что при переходе к бетонированию арок было потеряно около полутора месяцев из-за отсутствия на строительной площадке высококачественного цемента, необходимого для изготовления арок. Вследствие этого намеченные сроки дальнейших работ были сокращены, что можно усмотреть из вышеприведенных данных; в частности перерыв до замыкания арок составлял всего семь дней.

#### В. БЕТНИРОВАНИЕ ПРОВОДНОЙ ЧАСТИ И ПОДВЕСОВ<sup>1</sup>

Проводная часть в основном (фиг. 4—13) бетонировалась после раскручивания арок. Это вызвано было необходимостью в целях создания оптимальных условий бетонирования проводной части убрать кружала и подмости арок и своек.



Фиг. 99. Удаление опалубки арок.

Подвески бетонировались после раскручивания проводной части. Это было обусловлено требованием НБПС об ограничении растягивающих напряжений в бетоне подвески величиной 25 кг/см<sup>2</sup> при расчет на основные силы. Требования НБПС можно было выполнить только передачей усилий от постоянной нагрузки полностью на арматуру подвесок до их забетонирования (фиг. 99 и 100).



Фиг. 100. Арки после убора кружал и подмостей.

Порядок бетонирования проводной части был принят следующий (фиг. 84):

В) одновременно с бетонированием арок (верхние секции, обозна-

<sup>1</sup> Подробные и производственные бетонных и железобетонных работ на строительном канале Москва—Волга см. специальный выпуск отчета «Бетонные работы».

ченные цифрой 1/4) производилась бетонировка поперечных балок 3 и 14, сдвигавшихся арки;

2) панели 3—4, 13—14, 2—3, 14—15 и 6—1, 16—17 бетонировались до раскручивания арки (с 9 по 20 сентября);

3) панели 1—2, 15—16 и все панели от ула 4 до ула 10 бетонировались после раскручивания арки (с 26 сентября по 6 октября).

В отношении коридора и прочности бетонирования проезжей части необходимо отметить два характерных обстоятельства:

а) панели 1—2 и 15—16 залились, как бы замыкающими и бетонировались после раскручивания арки потому, что деформации арки при раскручивании могли вызвать за собой повышение трещин в этих двух панелях, если бы они были уже забетонированы;

б) бетонирование отдельных участков проезжей части как коротких, так и длинных (например участков 4—5 и 9—10) производилось сразу на всю ширину проезжей части (23,0 м), начиная укладку на одном конце участка и продвигаясь постепенно к другому концу; такой способ бетонирования, требовавший указанного внимания и быстроты действий, наилучшим образом обеспечивал качество бетонной кладки.

Бетонирование подвесок производилось с 16 по 17 октября.

#### 4. ШЕРТНЫЕ, ЦЕМЕНТ, ПОДБОР СОСТАВА БЕТОНА; КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

Щебень был заготовлен на месте постройки путем дробления гранитных валунов, которое производилось на канндробильных системах Ашк, с разделением щебенки на две фракции с отношением зерен до 5 мм. Фракционирование осуществлялось непосредственной подачей щебенки корнями от канндробильных и сортировочных барабанов. Для бетона ступенчатых колодез и их заполнения применялись следующие две фракции: крупностью от 3 до 40 мм и от 40 до 70 мм; для бетона коробов устьев, арки и проезжей части фракция щебенки подразделялась: от 5 до 25 мм и от 25 до 40 мм.

Чистые канндробильки дают довольно значительное количество (до 15—20%) «слепка», т. е. плоской щебенки. Для выяснения влияния лещадки на прочность бетона были проведены специальные опыты.

С этой целью были изготовлены бетонные кубики размером 30×30×30 см стандартного состава 1:1,65:3,05 на цемент с активностью  $R_{акт} = 360$  кг/см<sup>2</sup>. Щебень состоял из двух фракций крупностью 25—40 и 5—25 мм, взятых в разных количествах. Результаты испытаний приведены в табл. 9.

Эти данные свидетельствуют о том, что прочность бетона и его пластичность не снижается при нормальном получении от дробления лишней количества (15—20%) лещадки.

Песок состоял в основном из кварцевых зерен угловатой формы. Модуль крупности — от 2,05 до 3,30. Кривые просеивания песка не выходила из пределов, установленных нормами для железобетонных

Таблица 9

Временное свертываемое сопротивление и пластичность бетона с различным содержанием лещадки

| d<br>и<br>ж | Состав крупной шертной лещадки в процентах по весу |                         | Средняя величина в см | Временное свертываемое сопротивление в кг/см <sup>2</sup> |
|-------------|--|-------------------------|-----------------------|---|
|             | лещадка  | щебень кубической формы |                       |   |
| 1           | 0  | 100                     | 17                    | 305   |
| 2           | 15   | 85                      | 17                    | 318   |
| 3           | 25   | 75                      | 17                    | 160   |
| 4           | 50   | 50                      | 15                    | 148   |
| 5           | 75   | 25                      | 11                    | 155   |
| 6           | 100  | 0                       | 5                     | 184   |

Примечание. Возраст бетона — 7 дней.

работ (фиг. 101). Однако плановый переход зерна песка от мелких фракций к крупным несколько нарушался недостатком частиц от 1,2 до 5,0 мм. В связи с этим были проведены опыты для выяснения целесообразности добавления в песок отсеков, получаемых при дроблении щебенки (предполагалось пропустить специально добавленные частицы от 1,2 до 5,0 мм, засорившиеся в песок в недостаточном количестве). Испытательные кубики размером  $7 \times 7 \times 7$  см, изготовленные на составе 1:3, выдерживались на копре Клобе; количество ударов—20. Результаты испытаний кубиков приведены в табл. 10.

Таблица 10

Результаты испытаний цементных кубиков, изготовленных на песке как на мелких отсеках щебенки

| № | Возраст в днях | Крепость на сжатие в кг/см <sup>2</sup> | Исчерпан, крепостные для изготовления бетона                |
|---|----------------|---|---|
| 1 | 7              | 172                                     | Песок   |
| 2 | 7              | 94                                      | Отсев щебенки, дополнительно просеянной фракции на сите 0,4 |
| 3 | 7              | 78                                      | Отсев щебенки, дополнительно с сортировочного барабана      |

ствам как при испытаниях, так и при хранении цемента.

В связи с этим Строительством были приняты меры к тому, чтобы оценка качества прибывающего цемента была по возможности непрерывной и точной. Большое внимание было уделено организации хранения цемента. На строительстве были оборудованы два цементных склада общей емкостью в 4 500 т. Ни один этаж этих складов состоял из ряда отдельных закрытых емкостями складов по два вагона (36 т) и предназначался для хранения цемента, прибывающего россыпью. В верхних этажах хранится цемент, доставляемый в бочках или мешках (фиг. 102).

Весь цемент, предназначенный для бетонирования продольного строения, испытывался поштучно.

Заданные НКПС марки бетона для продольного строения, а именно  $R_{10} = 300$  кг/см<sup>2</sup> (для провальной части) и  $R_{10} = 350$  кг/см<sup>2</sup> (для арок), в настоящее время обычно применяются до того времени в мостостроении марки.

В связи с этим необходимо отметить, что требования органов НКПС о применении таких высоких марок бетона для допущенных в данном сооружении

напряжений являются замкнутыми.

Вопрос о правильном подборе состава бетона имел самое серьезное значение.



Фиг. 101. Кривые прочности бетона. М 1 — действительная; М 2 — предельная по нормам.





Таблица II

| Заметки по сооружениям | Высоты башни в м | Расстояние между вышками в м | Средняя высота в м | $\sigma_{\text{ср}}$ | Результаты испытаний в кг/см <sup>2</sup> | Требуемая марка в кг/см <sup>2</sup> |
|------------------------|------------------|------------------------------|--------------------|----------------------|---|--------------------------------------|
|                        |                  |                              |                    |                      |   |                                      |
| Нижние вышки арки      | 38               | 425                          | 12—14              | 0,48                 | 411,2—397,5                               | 350                                  |
|                        | 42               | 425                          | 12—14              | 0,48                 | 373 —373                                  | 350                                  |
|                        | 80—91            | 425                          | 12—14              | 0,48                 | 380,5—381                                 | 350                                  |
| Верхние вышки арки     | 38               | 425                          | 10—10              | 0,49                 | 377 —427                                  | 350                                  |
|                        | 42               | 425                          | 10—10              | 0,49                 | 380,5—408,5                               | 350                                  |
|                        | 80—87            | 425                          | 10—10              | 0,49                 | 356 —428,5                                | 350                                  |
| Сетка                  | 38               | 425                          | 14—18              | 0,49                 | 305—306                                   | 300                                  |
|                        | 42               | 425                          | 14—18              | 0,49                 | 297—326,6                                 | 300                                  |
| Стойки                 | 7                | 400                          | 14—18              | 0,52                 | 218,2—233                                 | 300                                  |
|                        | 28               | 400                          | 14—18              | 0,52                 | 408,8                                     | 300                                  |
| Проходная часть        | 28               | 400—440                      | 10—18              | 0,47—0,52            | 304—309,9                                 | 300                                  |
| Подвески               | 8—10             | 440                          | 10—18              | 0,47                 | 186,2—232,5                               | 300                                  |

Примечания к I. Контрольные образцы хранились в производственных условиях.

2. Образцы в сторону разрыва при испытании были изготовлены одинаковыми с образцами по большому количеству испытанных образцов.

## 2. АРМАТУРА

В соответствии с коротким сроком постройки моста (в течение одного года) потребовалось создать необходимые условия для быстрой переработки 1 185 т стали, использованной на арматуру моста. Одним из таких основных условий являлась правильная организация работ в арматурном цехе, общая схема которого приведена на фиг. 103.

Работа в цеху производилась отдельными (подготовленными целиком на месте постройки) специализированными звеньями рабочих по: 1) выпрямлению стали, 2) резке ее, 3) сварке, 4) механическому путям и 5) ручному путям. Все работы по подвеске, сварке и отпуску готовых изделий производились подсобными рабочими.

Отдельные процессы изготовления арматуры были организованы так, чтобы, во-первых, обеспечивались необходимые дифференциации основных потоков изготовленной арматуры и, во-вторых, была соблюдена правильная последовательность операций по линии производственного передвижения обрабатываемой стали (от склада сырья до склада готовых изделий).

Цех пропускал три потока арматуры:

- 1) крупных диаметров ( $d \geq 16$  мм) длиной от 9 до 25—30 м;
- 2) крупных диаметров длиной до 9 м;
- 3) мелких диаметров ( $d < 12$  мм).

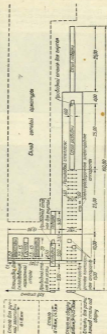
Ниже приводятся описание процессов изготовления арматуры только крупных диаметров (на фиг. 103 представлены все потоки).

Ввиду того что обычная длина стержней не превышает 9 м, для

получали стержней длиной до 25—30 м требовалась сварка стали<sup>2</sup>. При сооружении Химкинского моста (как и вообще на всем строительстве канала) применялась контактная сварка арматуры вместо обычно применявшейся до того электродной сварки. Это значительно повышало производительность соответствующих работ. Сварка велась на стыковых аппаратах типа АСН-25 методом «сопротивления» (фиг. 104). При таком методе требуется, чтобы свариваемые концы стержней имели правильный (строго нормальный к оси стержня) обреш. Требование это приводит к необходимости установки специальных стоек, имеющих такой же вид обреш стержней. На постройке моста для этой цели были применены выкаточные (типа рельсорезных) сточки, обладающие малой пронаходимостью. Контактная сварка методом «сопротивления» (фиг. 105), в дальнейшем успешно освоившая и применявшаяся на Строительстве канала, не требует специальной обработки концов стержней и отличается весьма высокой производительностью.

После сварки на стыковых аппаратах сталь поступала на разливочные сточки, где сосредотачивался завод для гнутья не менее чем на четыре часа. Сталь, прошедшая сварку, имела длину, точно соответствующую длине каменных стержней; разметка ее производилась непосредственно на разливочном стоке (таким об-

<sup>2</sup> Заводы-поставщики разогревают сталь на коротких конусах для того, чтобы ее можно было гнуть в круглые заготовки. Однако употребляли в строительстве для коротких стержней конусы не особой большой необходимости, а частности заводские ответственных работ, а при изготовлении случаев, когда приходится им стержни стыковать. Народному хозяйству СССР это приносит огромные убытки.



Фиг. 105. Схема аппарата АСН.

разом открывание происходило только один раз — при размещении на указанном столе).

Гнутые арматуры крупных диаметров производились на механических приводных станках. Согнутые стержни со станка направлялись на стол поваров, а оттуда — на склад готовых изделий.



Фиг. 154. Электросварка методом электродного.



Фиг. 155. Электросварка методом контактного.

удовлетворительного результата дальнейшие испытания не производились, а вся соответствующая партия браковалась.

2) На рязань меланжеским способом. Это испытание оказалось также около 2% стыков данной партии.

Общее количество испытанных стыков составило 21 460 шт. Количество забракованных стыков — 190 шт. или 0,8% общего количества.

В ответственных частях конструкции (подкосы и поперечные балки) контактные стыки с целью обеспечения их 100%-ной прочности усиливались электродной приваркой двух накладок длиной 200 мм и диаметром 16 мм при диаметре свариваемого стержня, равном 38 мм.

Доставка арматуры на место ее установки была в основном механизирована. Вся арматура арок, длина стержней которой достигала 30 м, подвигалась на место установки по специальным лоткам при помощи электротелебедок.

<sup>1</sup> В месте каждого стыка имелся шпиль стержня, выходящий из разъемного (то арки сварки) стержня.

Нижний ряд арматуры устанавливался на бетонные прокладки, имеющие толщину 3 см, равную величине защитного слоя; ширина прокладок — 5 см, длина — 8 см. В каждую прокладку были заложены два отрезка стальной проволоки; концы одного отрезка были выпущены на прокладку и скрепляли ее со стержнями арматуры. При установке горизонтальных стержней в армированных стенах (например в боковых стенах яры, в стенах опускного колодца, в стенах надстройки устоя) для облегчения монтажа применялись специальные вертикальные стержни с приваренными к ним на заданных расстояниях «пальчатками». Эти «пальчатки» служили подопечными для укладки горизонтальных стержней арматуры и позволяли точно фиксировать ее требуемое положение.

Арматура подвесок и арматура нижнего кольца яры устанавливались одновременно. В целях соблюдения правильности монтажа нижние концы стержней арматуры подвесок приходилось устанавливать на специальный поддерживающий настил (фиг. 10Б), при этом стержни подвесок укладывались в виде каркаса. Перед началом бетонирования нижнего кольца каждый каркас подвешивался на специальных подпорках, расположенных выше уровня бетона нижнего кольца яры, а нижний поддерживающий настил убирался. Благодаря этому устранялась опасность, что при бетонировании нижнего кольца и со-



Фиг. 10Б. Монтаж арматуры подвески.

путствующих этому процессу осадочных деформаций кружал удерживался и настил арматуры подвесок своими верхними концами покрывал собой бетон нижнего кольца в месте прилипания к нему подвески.

После раскручивания проложки части осколки, что наличие стержней арматуры подвесок недопустимо. Поэтому перед бетонированием подвесок их арматура была выстроена до одинакового (примерно) расстояния путем выборки слабых отдельных стержней внутрь подвески. Это было достигнуто постановкой горизонтальных сруток и приваркой хомутов.

Заслуживает быть отмеченным еще одно важное обстоятельство, связанное с производством арматурных работ. Выше уже указывалось, что в промежутки между отдельными бетонруемыми секциями нижнего кольца яры были вставлены железобетонные распорки, предназначенные для того, чтобы предотвратить сокращение длины указанных промежутков при осадочных деформациях кружал.

Непрямые меры к уменьшению этих сокращений при наличии арматуры, пропущенной по длине яры непрерывно, могло привести к сильному вытучиванию стержней и значительному повреждению незащитного бетона. Опыт бетонирования яры показал, что условное замыкание нижнего кольца яры с помощью железобетонных распорок не может уменьшить влияние осадочной деформации кружал настолько, чтобы вовсе предотвратить возможное вытучивание арматуры, которое все же наблюдалось.

Отсюда, помимо прочего, можно вывести заключение, что допускать непрерывный пропуск продольной арматуры по всей длине яры не следует и что нужно устраивать стыки продольных стержней хотя бы в пределах двух замкнутых клиньев (нескользящих промежуточных), прилегающих к последним бетонруемым секциям.

## 4. УСАДОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ БЕТОННОЙ КЛАДКИ

Предельный шаг бетонирования арки проводился на границе между нижним кольцом арки (дно коробки) и ее верхним кольцом (стенки и верха коробок), выходящие в поперечном сечении формы буквы П. Примерно через 20—25 дней после бетонирования верхнего кольца были обнаружены по всему шагу волосные трещины, которые шли по внешней грани арки и прерывались в местах замыкающих элементов, т. е. имели распространение лишь на участках арки, бетонированных в два приема<sup>1</sup>.

Анализ возможных причин появления этих трещин приводит к следующим заключениям. Влияние деформации бетона в результате испарения следует исключить, так как появление трещин наблюдалось через значительный промежуток времени после бетонирования. Причину появления трещин следует искать в усадочных деформациях бетона. Разрыв по времени бетонирования нижнего кольца арки и ее верхнего кольца достигал 21—30 дней. В течение этого времени нижнее кольцо арки подвергалось усадке, которая к моменту начала бетонирования верхнего кольца составляла уже значительную часть возможной области усадочной деформации. После бетонирования верхнего (П-образного) кольца его усадка приводит к значительным растягивающим напряжениям в бетоне в зонах боковых стенок, прилегающих по наружной поверхности стенок в месте их примыкания к нижнему кольцу. Для восприятия этих напряжений необходимо соответствующее количество специальной арматуры<sup>2</sup>.

Аналогичное явление обнаружилось также и в простоях коробки надстройки устоев. Эти надстройки бетонировались поэтапно, причем вершины в бетонировании каждого двух смежных этажей достигала 15—20 дней. После бетонирования каждого вышележащего этажа его усадка происходила в условиях неизменного (жесткого) сжатия стенок верхнего этажа с нижним этажом. В результате напряжений, возникающих в процессе этого явления, в стенках коробки появлялись волосные трещины. Однако эти трещины были обнаружены только в тех стенках, которые имели двери для прохода (фиг. 48); в каждой такой стенке имелась только одна трещина, выходявшая от верхнего угла двери и выходявшаяся к верху стены. В подобных конструкциях устранение возможности появления трещин представляется более сложным, чем в шагах бетонирования по кольцам арки; одной из мер может служить установка достаточного количества арматуры над дверным проемом стены.

## ГЛАВА VIII

### ВВОД В РАБОТУ ОТДЕЛЬНЫХ ЧАСТЕЙ СООРУЖЕНИЯ И ВСЕГО МОСТА В ЦЕЛОМ

#### 1. РАСКРУЖАЛИВАНИЕ АРКИ

К моменту раскружмливания арка как проедаая часть в пределах всех вылетов от устья *A* до устья *B* и вылетов *1—2*, *15—16*, так и все подклеты оставались необетонированными.

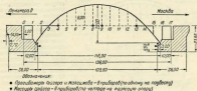
При раскружмливании производилось наблюдение за деформациями сооружения с помощью мостостроительных приборов.

Схема установки этих приборов показана на фиг. 107.

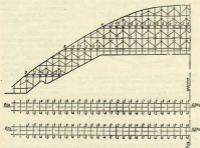
<sup>1</sup> Давлением воды бетонировалась сразу на полное сечение арки.

<sup>2</sup> На основании опыта строительства Комсомольского моста врезанного типа в арку Восточного моста через Москву-реку было применено устройство, благодаря которому нераспределенные трещины по рабочему шагу воды бетонирования не появлялись.

Раскружались арки преимущественно в первую очередь освобожденные кобылки, расположенные под стойками, верхними сваями арок<sup>1</sup>, а во вторую очередь освобожденные кобылки в подмостях, находящихся павлаи 3—4, 13—14 и 2—3, 14—15 прогонной части. Дальнейший порядок опьянения кобылок указан на фиг. 108. Одновременному пережанию подвергались от 40 до 48 кобылок, притом ким-



Фиг. 107. Установка монтажных кобылок при раскружании арок.



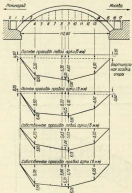
Фиг. 108. Порядок опьянения кобылок при раскружании арок.

Примечания. 1. Номером указано порядок удаления кобылок павлаи. Предварительно удаление кобылок производится в 5 рядов (от 3-го до 7-го). Остальные номера 1 и 2 относятся к раскружанию арочной части.

<sup>1</sup> Предварительно освобождается свая между кружалами арок и левая, поддерживающая арочные свая.

для на них доводилась до состояния разрушения и три пролета после третьего пролета остаток кобылки удалялся.

Раскружаление арок было произведено 17 сентября, т. е. через 11—12 дней после закладки свай и арок, и заняло время с 14 ч. 30 м. до 17 ч. 00 м. Наблюдения за прогибами арок и горизонтальным опором производились при установке всех приборов во время раскружаления и с помощью упомянутого количества приборов в течение 12 час. после раскружаления.



Фиг. 108. Кривые прогибов арок и осадки опор во время раскружаления арок и через 12 час.

Примечание. Цифры 6,30, 7,00 и миллиметров показывают прогибы через 12 часов. На остальных точках приборы были сломаны.

Данные о вертикальных смещениях опор и прогибах арок приведены на фиг. 109, где кривые прогибов арок соответствуют периоду раскружаления и последующим 12 час., а смещения опор — только периоду раскружаления.

Полные горизонтальные смещения опор, зарегистрированные приборами, составили: по левому устью 0,28 — —0,41 мм, а по правому устью 0,48 — —0,56 мм.

Как вертикальные, так и горизонтальные смещения опор являются совершенно незначительными. Видна отставшая картина затухания роста прогибов арок за период времени после раскружаления, т. е. с 17 час. 17 сентября до 5 час. 18 сентября.

К моменту раскружаления проезжей части подведок оставались небетонированными.

## 2. РАСКРУЖАЛИВАНИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

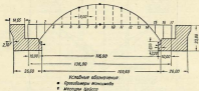
Раскружаление проезжей части также сопровождалось измерением деформаций с помощью Westonитермометрических приборов, схема установки которых приведена на фиг. 109.

Раскружаление было произведено 14 октября, т. е. через 8 дней после бетонирования последнего элемента проезжей части (плитка 8—9). К этому времени балластные корыта всех четырех путей были заполнены щебенистым балластом и был уложен один промежуточный рельсовый путь по оси моста. Сверху нормально требуемого балласта был насыпан дополнительно щебень в количестве около 6 т на 1 кв. м



моста. Дополнительная нагрузка шпелем уменьшалась до  $25 \text{ кг/см}^2$  растягивающие напряжения в бетоне подпоясов<sup>1</sup>.

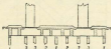
Раскручиванием проясной части занимались с удалением кобылок, находящихся под продольными балками. Затем производилось удаление кобылок, установленных под всеми поперечными балками. Под каждой поперечной балкой располагалось  $9 \times 2 = 18$  кобылок, передающих нагрузку от проясной части на сваи. На фиг. 111 при-



Фиг. 110. Установка вспомогательных приборов при раскручивании проясной части.

ведены схема расположения кобылок под поперечной балкой и порядок их удаления (кобылки удалялись в три приема, как это указано поперками на схеме). Клады отдельных кобылок удалялись сразу целиком.

Все раскручивание заняло три с половиной часа. Наблюдение за деформациями элементов моста производилось как во время раскручивания, так и в течение 8,5 час. после его окончания (к концу



Фиг. 111. Порядок удаления кобылок при раскручивании проясной части.

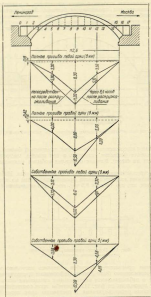
этого времени приращение прогибов оказалось настолько малым, что практически можно было считать деформации прекратившимися).

Данные о наблюдавшихся вертикальных смещениях опор и прогибах арок приведены на фиг. 112. Прогибы арок соответствуют моменту окончания раскручивания и состоянию арок через 8,5 час., а смещения опор — только моменту окончания раскручивания.

Горизонтальные смещения опор составили: по ленинградскому устью  $0,17 - 0,49 \text{ мм}$ , а по московскому —  $0,63 - 0,64 \text{ мм}$ .

Смещения опор, обусловленные действием постоянной нагрузки

<sup>1</sup> Определение (по требованию НКПС) растягивающих напряжений в арматуре в возрасте 28 суток является окончательным и не подлежит пересмотру, а что подробно разъясняется далее на опытах Хорошевского моста.



Фиг. 112 Крылья пролетов арки и впадки опор на арке раскрученных пролетов части в черт. 155 ч.с.

Примечание. Вертикально смещение по возможному углу не измерялось, так как были обеты пролета.

(сумма смещений при раскручивании арки в пролетной части), оказалась чрезвычайно незначительными, составила около 1 мм по вертикали и по горизонтали для каждой опоры. Определенный таким же образом суммарный прогиб арки от постоянной нагрузки по середине пролета равен:

$$1) \text{ для левой арки } 6,13 + 11,02 = 17,15 \text{ мм} \left( \frac{1}{6370} l \right);$$

$$2) \text{ для правой арки } 6,26 + 12,08 = 18,34 \text{ мм} \left( \frac{1}{6325} l \right).$$

Установленный для измерения прогиба середины пролетной части прогибомер Максимова позволил вертикальное смещение продольной балки на величину 15,80 мм. Это вертикальное смещение складывается из прогиба балки левой арки, равного 11,20 мм, и деформации средней подвески и продольной балки, составившей  $15,80 - 11,20 = 4,60$  мм.

#### 4. ИСПЫТАНИЕ МОСТА ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКОЙ

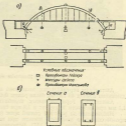
Испытание моста временной нагрузкой производилось 1 и 2 ноября, т. е. через 14 дней после бетонирования подвесок.

Расположение измерительных приборов и постоянных марок на арках для измерения напряжений показано на фиг. 113.

Испытательная нагрузка состояла из четырех поездов (фиг. 114) следующего состава: по два паровоза (серия Л и З<sup>т</sup>) с тендерами и по восемь грузовых четырехосных вагонов (65 т брутто каждый). Схема расположения паровозов приведена на фиг. 115.

Некоторые результаты данного испытания моста приводятся ниже. Прогибы арок показаны на фиг. 116, где видно характер нарастания прогибов в зависимости от величины и продольного расположения нагрузки на мосту. Заметно также видно влияние несимметричного нагружения пролетной части в направлении направления на распределение усилий между арками: вследствие повышенной жесткости конструкции пролетная передняя часть упирается на жесткую левую арку. Так например, при нагрузке левой консоли (1 путь) прогиб правой арки в четверти пролета составил 35,0% от прогиба левой арки; для замковой установки в этом случае прогиб правой арки равнялся 5,4% от прогиба левой.

При динамическом исследовании испытательных поездов получены прогибы, приведенные в табл. 12



Фиг. 113. Расположение приборов и постоянных марок при испытании моста временной нагрузкой: а — схема установки измерителя Шейера и прогибомера Максимова в Гейсере; б — схема расположения марок для измерения напряжений компрессором Вилера.

Таблица 12

| № звена | Скорость поезда<br>в км/час | Звено левой арки      |                       |            | Звено правой арки     |                       |            |
|---------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|------------|-----------------------|-----------------------|------------|
|         |                             | продольн. прогиб в мм | поперечн. прогиб в мм | деформация | продольн. прогиб в мм | поперечн. прогиб в мм | деформация |
| 5       | 15                          | 2,54                  | —                     | —          | 2,50                  | —                     | —          |
| 81      | 45                          | —                     | 2,54                  | 2,54       | —                     | 2,50                  | 2,50       |
| 82      | —                           | —                     | —                     | —          | —                     | —                     | —          |



Фиг. 114. Мосты вост.

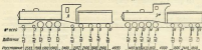
Амплитуды вертикальных колебаний арок в звено при скорости движения поезда 45 км/час были равны 0,43—0,45 мм.

Амплитуда горизонтальных колебаний звена арок составила 1,1 мм при скорости 30 км/час и 1,8 при скорости 45 км/час.

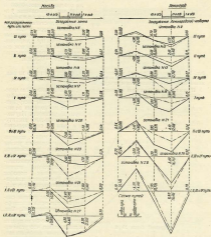
Наблюдение за работой связей арок (с помощью мерур Цейсса) производилось в дамповой павильоне при несимметричной загрузке пролетного строения (фиг. 117). Величины деформаций соответствующих связей указаны в табл. 13.

Таблица 13

| Установка испытательной нагрузки  | Деформация связей в мм |          |
|---|------------------------|----------|
|   | расчет 1               | расчет 2 |
| I и II путь в северной четверти . . . . . }<br>III и IV путь в южной четверти . . . . . } | -0,255                 | +0,110   |
| I и II путь в южной четверти . . . . . }<br>III и IV путь в северной четверти . . . . . } | +0,215                 | -0,080   |
| I и II путь в южной половине . . . . . }<br>III и IV путь в северной половине . . . . . } | +0,225                 | -0,075   |



Фиг. 115. Схема распределения мощности испытательного поезда.

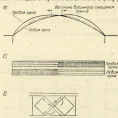


Фиг. 116. Графики токов в арках при различных установках тормозной нагрузки испытательного поезда.

Примечание. Стрелками вниз относятся к левой арке, пунктиром — к правой арке. Цифры в скобках относятся к правой арке.

На фиг. 113 приведен график прогибов одной из поперечных балок.

Наблюдения за поведением устоев при испытании моста под временной нагрузкой показали, что смещения устоев незначительны. Наибольшие горизонтальные упругие смещения наблюдались



Фиг. 117. Измерения деформаций элементов моста в плане: а — смещения опор; б — расстояния между опорами; в — расстояния между осями.

Примечание. Пунктиром показано положение осей опор до нагрузки.



Фиг. 118. Деформации собственной прогиба поперечной балки № 2.

при нагрузке всех четырех путей нагрузкой, дающей наибольший расчет. Эти смещения выражены величинами 0,23 мм для одной опоры и 0,23 мм — для другой; суммарные остаточные смещения после 34 установок нагрузки составили соответственно: 0,096 и 0,140 мм. Наибольшие упругие вертикальные смещения достигали 0,30 мм в одной опоре и 0,24 мм в другой; суммарные остаточные деформации после 34 установок составили соответственно: 0,41 и 0,15 — 0,30 мм.

#### 4. НАБЛЮДЕНИЯ ВО ВРЕМЯ ЭКСПЛУАТАЦИИ МОСТА

Немедленно после перевода движения на мост были организованы инструментальные наблюдения за мостом. В частности Научно-исследовательским институтом пути и строительства НКПС с 23 ноября 1935 г. по 7 марта 1936 г. измерялись углы поворота устоев с помощью клинометров Стоппана, установленных на поверхности горизонтальной диафрагмы внутри железобетонных коробов устоев. Результаты измерений свидетельствуют о том, что в ходе эксплуатации моста не были учтены специфические особенности бетонных конструкций. Так, судя по показаниям клинометров, можно было прийти к заключению, что углы наклона устоев довольно значительны.

Между тем эти точные приборы отмечали не только общие деформации опор, но и местные деформации кладки в местах установки приборов, происходящие вследствие усадки, пластических и температурных явлений.

Поворотные точные клинометры на вершине опор не подтверждали показаний клинометров.

Интересные результаты дали некоторые инструментальные наблюдения, производившиеся Сейсмологическим институтом с ноября 1935 г. по апрель 1936 г. Анализ сейсмограмм приводит к следующим заключениям:

а) Во всех наблюдавшихся случаях (независимо от характера и величины подвинутой нагрузки и скорости ее прохождения по мосту) колебания устоев выражаются двумя группами периодов:

$$1) T_p = 0,01 + 0,04 \text{ сек.},$$

$$2) T_p = 0,10 - 0,40 \text{ „}$$

Короткие периоды возбуждаются отдельными импульсами через каждые 0,2—0,4 сек. и притом только при проходе поезда по мосту. Эти колебания, по существу, происходят от ударов колес о станин рельсов.

Колебания, характеризующиеся длинными периодами, возбуждаются при подходе поезда к мосту, задолго до вступления паровоза на устой, и продолжаются после съезда поезда с моста.



Фиг. 118. Мост после открытия движения.

б) Амплитуды колебаний устоев не превосходят 0,01 мм. Максимального значения колебания достигают при проходе поезда по середине пролета. Вступление паровоза на устой не сопровождается никаким-либо резким толчком.

в) Наиболее существенным является следующий вывод: период колебаний устоев остается одинаковым до наступления поезда на мост, во время прохождения по мосту и после съезда с него; вместе с тем колебания грунта имеют тот же характер, что и колебания устоев (т. е. происходят с близкими к последним периодами и амплитудами); это свидетельствует о том, что устой не совершает независимых колебаний на грунте, как на упругом основании, а просто следует за колебаниями грунта.

Подходя к итогу приведенным испытаниям Химкинского моста, необходимо подчеркнуть, что они свидетельствуют как о незначительности горизонтальных и вертикальных смещений опор, так и о благоприятных результатах исследования колебаний устоев. Это подтверждает полную возможность сооружения распорных, бесшарнирных арочных мостов большего пролета под тяжёлую железнодорожную нагрузку на обычно встречающихся у нас нескольких грунтах.

На фиг. 119 представлен общий вид моста после окончания работ по его востройке.

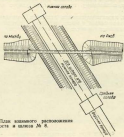
## В. ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ МОСТ ЧЕРЕЗ ШЛОЗ № 8

### ГЛАВА I

#### ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ

##### 1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Как уже отмечалось выше, при подходе к Москве канал Москва — Волга пересекается с Калининской ж. д. на перегоне между станциями Подровское-Стрельное и Тушино. В связи с этим указанный участок ж. д. переустроен и проложено новое полотно железной дороги



Фиг. 120. План козьяго расположения моста в шлозе № 8.

здесь перенесено на новую трассу, пересекающую канал (под углом  $58^\circ$ ) над нижней камерой шлоза № 8 (фиг. 120) железобетонным мостом.

Геологическая разведка, произведенная в месте сооружения моста бурением скважин на глубину до 35 м, показала следующее: от поверхности земли залегает мощный слой песка толщиной 7,0—11,0 м; ниже следует небольшая прослойка песка с примесью глин и гальки; под этой прослойкой расположен мощный слой черной плотной глин; в пределах 5 м ниже пес залегает трехслойная известняк, чередующаясь с прослойками мергелястой глин; под этим слоем находится плотный известняк.

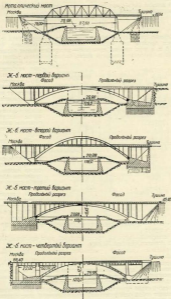
Грунтовые воды были обнаружены на отв. 22,00 м. Во время производства работ уровень грунтовых вод был понижен до отв. 11,50 м; после открытия канала этот уровень должен установиться ориентировочно на отв. 21,00 м.

К строительству моста были предъявлены четыре основных требования:

1) мост должен быть построен под двухпутное железнодорожное движение;

2) подмостовой габарит, т. е. возвышение низа пролетного строения над высоким горизонтом воды в камере перекресткового шлоза,





Чер. 121. Различные виды мостов с арками на мостах.

должен быть не менее 14 м и пределах 15,6 м ширине пролета хода по шпалу;

3) конструкция моста должна быть независимой от конструкции шпала;

4) должна быть предусмотрена возможность производства работ по сооружению шпала после постройки моста.

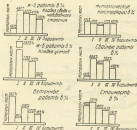
## 2. ВЫБОР ТИПА МОСТА

Первоначально схема моста намечалась трехпролетной с перекрытием пролета над шпалом металлической балочной фермой  $l=87,6$  м, а двух крайних пролетах — железобетонными балками по  $l=26,0$  м. Высота стенок моста, большой объем работ вследствие предположенных глубоких косых оснований промазочным и эфир заставкам отклоняться от указанного варианта<sup>1</sup>.

Поэтому в дальнейшем были составлены следующие варианты железобетонных мостов (фиг. 121):

а) первый — арочный трехпролетный мост пролетом 118,0 м, с едой понизу в пределах склона свода, а на остальном протяжении с едой поверху;

б) второй — арочный двухпролетный мост пролетом 118,0 м с едой по середине;



Фиг. 122. Диаграммы сравнения вариантов моста через шпалы № 8.

в) третий — арочный трехпролетный мост пролетом 118,0 м с едой поверху;

г) четвертый — арочный трехпролетный мост пролетом 120,6 м с едой поверху, системы Майера.

Результаты сравнения указанных вариантов приведены на фиг. 122.

Из диаграммы на фиг. 122 можно заметить значительные технико-экономические преимущества четвертого варианта; в архитектурном отношении он также выгодно отличается от других вариантов. Поэтому четвертому варианту и было отдано предпочтение.

По своей схеме принятый вариант (фиг. 123), так уже отмечалось, представляет собой однопролетный железобетонный мост с трехпролетным арочным пролетом системы Майера, обладающим значительной пологостью ( $l:l=1:6,86$ ) и большим коэффициентом свиса ( $l^2:l=824$ ).

<sup>1</sup> Применяя глубокие косые основания и первоначально даже выдалось быстрое разложение и эфир шпала эфир моста.

Надводное строение принято в виде балок расчетным пролетом  $l=22,6$  м, опирающихся одним концом на свод, а другой — на переднюю стенку устоя.

Устой состоит из передней и задней выстрожек, опирающихся на общий фундамент.

Конструкция пролетных строений на устоях аналогична конструкции надводных пролетных строений; расчетный пролет здесь также 22,0 м.

Фундаменты устоев имеют слегка наклоненную подошву и основаны на деревянных сваях, большинство которых забито наклонно.

## ГЛАВА II

### КОНСТРУКЦИЯ МОСТА

#### 1. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

Главное пролетное строение представляет собой трехмаршевую арку коробчатого сечения с расчетным пролетом  $l=130,0$  м и стрелой подъема  $f=17,5$  м. Коробчатое сечение состоит из двух вертикальных стенок и верхней и нижней плит; расстояние между осями стенок (4,10 м) равно расстоянию между осями железнодорожных путей. Таким образом каждый путь поддерживается одной вертикальной несущей стенкой. Этот прием конструирования выдержки также в надводном строении и в выстройках устоев (фиг. 124).

Вертикальные стенки имеют толщину до 0,60 м. Верхняя плита в средней части пролета на протяжении 78,4 м является и то же время и плитой промежуточной части и имеет здесь ширину 9,50 м. Толщина верхней плиты, равная по середине 0,25 м, увеличивается до 0,50 м у продольных стенок, а также у диафрагмы. Концовые части этой плиты характеризуются переменной толщиной — от 0,20 до 0,50 м. В концевых (приближенной наклонных) частях свода ширина верхней плиты равна 6,0 м, а толщина — 0,40 м. У нижней плиты свода ширина на всем протяжении постоянна и равна 8,00 м, а толщина колеблется — от 0,50 до 0,80 м (фиг. 125).

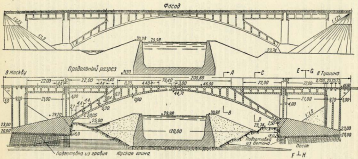
Высота свода в замке — 1,70 м, в пятах — 2,60 м.

Нижнее отверстие свода независимо в соответствии с требуемым подмостовым габаритом.

Свод снабжен диафрагмой толщиной 0,30 м, расположенными через каждые 4,40 м. Для доступа во внутренний проем свода устроены специальные отверстия в верхней плите в небольших отверстиях (шириной 0,60 м и высотой от 0,40 до 1,00 м) в диафрагмах.

Наличие частой сетки в диафрагме не только в пределах главного пролета, но и в балочных пролетных строениях заключается в основном в целях и совместной работы обоих ребер при односторонней временной нагрузке.

Шарниры свода выполнены из стального литья и идентичны шарнирам моста через р. Мозель в Кобленце (Германия). Отличительной особенностью конструкции этих шарниров является осуществление их поворота при деформации свода с помощью катанки головок шарниров друг к другу. В этих целях одной головке придается цилиндрическая поверхность, другой же — плоская. Шарниры этой конструкции имеют некоторые преимущества по сравнению с цапфенными шарнирами, так как характеризуются весьма малым трением и малым путем катанки при возможных деформациях свода. Так, для данного случая при расчетном опускании замка на 20 см путь катанки определен в 3,0 мм, что является небольшой величиной. В замке и в пятах на всей ширине свода вставлено по шести отдельным шарнирам. Вес стального литья шарниров составляет 41,5 т (фиг. 126).



Фиг. 122. Фасад и продольный разрез моста.

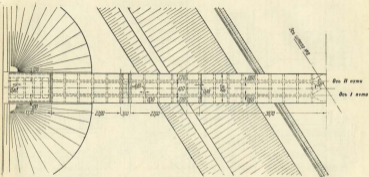
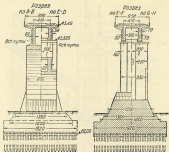
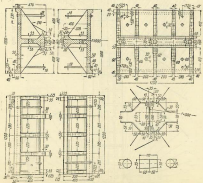


Fig. 129. *Plan view.*



Фиг. 126. Поперечное сечение моста.



Фиг. 126. План моста

Арматура свода (фиг. 127) состоит из основных продольных стержней диаметром 25 и 30 мм, расположенных по наружным грани верхней и нижней плиты свода. Верхняя арматура имеет диаметр 30 мм и расположена в один ряд с перерывом между сечениями *IV* и *X*, в пределах которых свод не имеет рабочей арматуры поверху. Стержни нижней арматуры свода расположены в два ряда по всей длине свода и имеют диаметр 25 мм; в пределах сечений *IV* и *X* добавляется третий ряд арматуры  $d=30$  мм. Горизонтальное расстояние между осями основных стержней арматуры — 100 мм. Если учитывать только основную арматуру, то замкнутое сечение свода имеет 1,51% армирования, пиковое сечение — 1,10%.

Вертикальные стенки коробчатого сечения свода в внутреннем грани верхней и нижней плиты короба имеют продольную арматуру  $d=16$  мм.

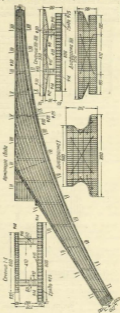
В горизонтальных полках поставлены хомуты  $d=8$  мм. В вертикальных стенках диаметр хомутов — 12 мм; расположение их прямого нормальное к нижней образующей свода. Расстояние между вертикальными хомутами в пределах от замка до сечения *X* составляет 10 см, а на всем остальном протяжении свода — 20 см.

Верхняя и нижняя плиты свода кроме продольной арматуры имеют поперечные стержни  $d=14$  мм, расположенные в количестве 10 шт. на 1 пог. м.

Замковые и пиковые сечения армированы сетками из проволоки  $d=10$  мм с расстоянием между осями стержней 100 мм.

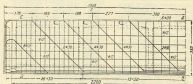
Вес арматуры свода равен 250,0 т; объем его кладки составляет 1 795 м<sup>3</sup>; бетон — марки  $R_{bt}=300$  кг/см<sup>2</sup>.

Надсводное строение состоит из двух балок пролетом по 22,0 м (фиг. 123—125, 126 и 129); его поперечное сечение аналогично сечению

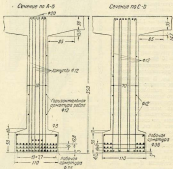


Фиг. 127. Арматура свода.

свода и состоит из двух вертикальных стенок (балок) — по одной на каждой железнодорожной пути; высота балок не меняется по длине пролета и равна 3,50 м; толщина балок в пролете — 80 см, а у опор — 30 см. Для размещения рабочей арматуры внутри балок сделана углубленка (фиг. 129).



Фиг. 128. Арматура балки  $l = 22,0$  м



Фиг. 129. Поперечные сечения балки  $l = 22,0$  м

Через каждые 4,40 м балки связаны между собой диафрагмами толщиной 0,20 м. Опирание балок осуществлено с помощью металлических опорных частей, причем подпятниковые опоры расположены на своде, а несводчатые — на передней стене устоа.



Рабочая арматура балки (фиг. 128 и 129) состоит из стержней  $d=36$  мм; в середине пролета балки стержни располагаются в четыре ряда. Ребра балки армированы вертикальными хомутами  $d=12$  мм, с расстоянием между хомутами, равным 50 см в средней части балки и 30 см у опор; кроме того ребра имеют в небольшом количестве горизонтальную арматуру  $d=12$  мм.

Общий объем кладки на одну надводное пролетное строение составляет 198,2 м<sup>3</sup>; вес арматуры — 27,42 т; вес опорных частей — 4,37 т.

Для балок применен бетон марки  $R_{bt}=210$  кг/см<sup>2</sup>.

Балластный слой имеет толщину 50 см и ограничен с боков бортиками высотой 25 см, расположенными на расстоянии 7,50 м друг от друга. Вода из балластного корыта удаляется через горизонтальные отверстия в бортиках, причем для ее стока устроен двусторонний уклон излонами.

В описании устройства главного пролетного строения необходимо отметить следующие конструктивные особенности:

1. Применение как в опоре, так и в надводных строениях по одному несущему вертикальному ребру на каждый железнодорожный путь, концентрирует возмущающие в этих строениях условия всего только в двух основных элементах, дает в итоге компактную и экономную конструкцию, вполне отвечающую условиям работы, в которых она поставлена.

2. Осуществление в данных условиях большого по пролету трехшарнирного пологого свода оправдывает, как показала эксплуатация моста, существовавшие мнение о малой пригодности трехшарнирной системы для железнодорожной нагрузки, обосновывавшееся тем, что при деформации свода неизбежен перелом пути над средним шарниром.

## 2. ОПОРЫ МОСТА

Подошва фундамента устоев наклонена под углом 3°40' к горизонтали. Устой основан на деревянных сваях  $d=27$  см (в пяти крайних задних рядах свай имеют диаметр 30 см). Сваи расположены в шахматном порядке в часть из них с наклоном — под углом 1° к вертикали (фиг. 130). Расстояние между основ свай по диаметру равно 0,30 м. Количество свай под каждым устоем — 992 шт. Дальние на сваю не превышает 20,0 м.

Фундамент имеет следующие небольшие размеры в плане: ширина — 19,20 м; длина — 34,34 м. При расчете, произведенном в предположении отсутствия свай, давление на грунт по подошве фундамента составляет 3,6 кг/см<sup>2</sup>.

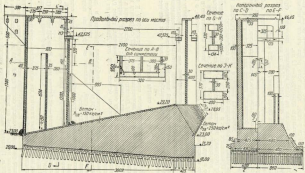
Массив (фундамент) устоев снабжен арматурой в виде сеток из стержней  $d=25$  мм; одна сетка расположена над головной свай, вторая — по верхней грани массива. Под пятнами свода устроены сетчатая арматура.

Каждая массива устоа — из бетона марки  $R_{bt}=150$  кг/см<sup>2</sup> (150 — 170 кг/см<sup>2</sup>); в части, примыкающей к пятнам, марка бетона повышается до 250 кг/см<sup>2</sup>.

Над массивом устоа имеются две надстройки — передняя и задняя.

Передняя надстройка состоит из двух продольных стенок размером в плане 4,00 × 1,60 м; расстояние между осями этих стенок соответственно расстоянию между осями путей (4,16 м). Продольные стенки связаны между собой по всей высоте поперечной стенкой толщиной 0,30 м. Передняя надстройка является опорой, с одной стороны, для балок надводного строения, с другой — для балок перекрытия устоа.

Задняя надстройка также состоит из двух продольных стенок толщиной по 1,6 м, расположенных в расстоянии 7,50 м друг от друга.



Чер. 100. Fund. work.

В поперечном направлении продольные стены своены стеновыми толщиной от 0,40 до 0,50 м. Поверху надстройки расположено плитное перекрытие, поддерживаемое поперечными стенами надстройки еще и поперечными балками.

В сторону насыпи надстройка имеет консоли длиной по 5,0 м, сопряженные надстройкой с насыпью. В сторону пролета устроены продольные стены треугольного очертания толщиной 1,0 м, следующие очертание консоли.

Бетон обеих надстроек — марки  $R_{bt} = 170 \text{ кг/см}^2$ .

Надстройки устои армированы вертикальной и горизонтальной арматурой (фиг. 133).

В отношении устройства опор заслуживают быть отмеченными следующие два обстоятельства:

1. Конструкция устоев в значительной степени определялась стремлением иметь в сопряжении моста с консолями пролетное строение, аналогичное надсводному строению, что исключило бы различный вид моста. Это в основном достигнуто применением передней и задней надстроек на общем фундаменте устоев.

2. Общий объем кладки устоев (4 302 м<sup>3</sup>) следует принять во внимание, если учесть значительность размеров устоев в плане (34,34 × 19,20 м).

### ГЛАВА III

## ДАНИЕ ПО РАСЧЕТУ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

### 1. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Для проектирования пролетного строения моста через шоссе № 8 были составлены следующие технические условия. Основные указания этих ТУ приводятся ниже.

Временная нагрузка была задана по схеме Н<sub>1</sub> в соответствии с нормами НКПС 1951 г. При расчетах свода и опор временная нагрузка принималась для случая загрузки двух путей с коэффициентом 0,90.

Динамические коэффициенты были приняты:

|                                 |      |
|---------------------------------|------|
| для верхней плиты . . . . .     | 1,30 |
| „ балок $l \leq 30$ м . . . . . | 1,20 |
| „ „ „ $l > 30$ „ . . . . .      | 1,10 |
| „ свода . . . . .               | 1,00 |

Ветровая нагрузка принималась равной 125 кг/м<sup>2</sup> при наличии поезда на мосту и 225 кг/см<sup>2</sup> при отсутствии поезда.

Тормозная сила — в размере 10% от статической временной нагрузки.

Допускаемые напряжения в арматуре железобетона — 1 200 кг/см<sup>2</sup>.

Допускаемые напряжения в бетоне <sup>1)</sup>

|   | Марка<br>$R_{bt} = 210 \text{ кг/см}^2$ | Марка<br>$R_{bt} = 250 \text{ кг/см}^2$ |
|---|---|---|
| Сжатие при изгибе . . . . .                                       | 85 кг/см <sup>2</sup>                   | 100 кг/см <sup>2</sup>                  |
| Сжимающие напряжения, при которых не требуется анкеров . . . . .  | 8 „                                     | 9,5 „                                   |
| Продольные сжимающие (главные растягивающие) напряжения . . . . . | 10 „                                    | 21 „                                    |

<sup>1)</sup> Проектирование свода велось в предположении применения бетона с проектными сопротивлениями  $R_{bt} = 250 \text{ кг/см}^2$ , в действительности же на требования НКПС был использован бетон с проектными сопротивлениями  $R_{bt} = 210 \text{ кг/см}^2$ .

При проверке напряжений на случай совместного действия основных и дополнительных сил допустимые напряжения на сжатие при угле поворота были приняты на 37,5%.

## 2. БАЛКИ НАДСОСЕДНЕГО СТРОЕНИЯ

Расчетный пролет балок — 22,0; балки рассчитаны как свободно лежащие на опорах.

Для середины пролета получены следующие значения:

1) полный изгибающий момент с учетом динамизма:

$$M = +1600,9 \text{ тм};$$

2) напряжение в бетоне:

$$\sigma_b = 41,20 < 85 \text{ кг/см}^2;$$

3) напряжение в арматуре (42  $\otimes$  36 мм):

$$\sigma_a = 1222 < 1250 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее сжимающее напряжение на опоре балки достигает  $13,66 < 15,0 \text{ кг/см}^2$ .

Диафрагмы работают при неравномерном прогибе главных балок от одностороннего нагружения пролетного строения временной нагрузкой. Наибольшие напряжения возникают в опорных сечениях средних диафрагм, где напряжения в бетоне составляют  $28,2 \text{ кг/см}^2$  и в арматуре —  $1265 \text{ кг/см}^2$ ; сжимающие напряжения в диафрагмах достигают  $7,54 \text{ кг/см}^2$ .

## 3. С В О Д

Очертание оси свода выбрано путем повторных попыток как крайняя центральная ось тяжести сечений свода.

Углы от временной нагрузки определены с помощью дуги влияния, построение которых произведено обычным методом как для трехшарнирной арки.

Углы и напряжения от постоянной нагрузки в расчетных сечениях свода указаны в табл. 14.

Таблица 14

| Сечения свода<br>Углы<br>и напряжения | <i>l</i> | <i>M</i> | <i>N</i> | <i>ГМ</i> | <i>ЛГ</i> | <i>ЛН</i> | <i>N</i> <sub>0</sub><br>(ммс) |
|---------------------------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|--------------------------------|
|                                       | (ммс)    |          |          |           |           |           |                                |
| <i>M</i> в т                          | 260,0    | 320,0    | 480,0    | -1215,0   | 735,0     | -260,0    | 153,0                          |
| <i>N</i> в т                          | 2200,7   | 2523,4   | 2423,2   | 2207,2    | 2285,2    | 2280,4    | 2250,0                         |
| $\sigma_b$ в кг/см <sup>2</sup>       | 62,6     | 48,8     | 41,3     | 18,4      | 20,7      | 21,3      | 47,4                           |
| $\sigma_a$ в кг/см <sup>2</sup>       | 48,6     | 38,5     | 32,1     | 26,4      | 27,8      | 28,4      | 35,4                           |

Как видно из табл. 14, при постоянной нагрузке растягивающие напряжения отсутствуют.

Наибольшие сжимающие напряжения имеют место в сечении *l* и достигают  $62,6 \text{ кг/см}^2$  по верхову и  $48,4 \text{ кг/см}^2$  по низову арок.

Суммарные напряжения от постоянной и подвижной нагрузок по тем же сечениям свода при невыгоднейших условиях на положительных и отрицательных моментах приведены в табл. 15.

Таблица 15

| Суммарные напряжения | Сечения свода          |  | $I$    | $III$ | $V$  | $VII$ | $IX$ | $XI$ | $XIII$<br>(ммкс) |
|----------------------|------------------------|--|--------|-------|------|-------|------|------|------------------|
|                      |                        |  | (ммкс) |       |      |       |      |      |                  |
| При $+M$             | $\sigma_1^+$ . . . . . |  | 80,0   | 89,3  | 78,6 | 44,5  | 57,0 | 78,8 | 86,3             |
|                      | $\sigma_2^+$ . . . . . |  | 65,3   | 37,4  | 18,7 | -8,6  | -7,9 | -1,3 | 30,9             |
| При $-M$             | $\sigma_1^-$ . . . . . |  | 74,1   | 75,9  | 63,8 | 64,7  | 71,1 | 88,4 | 68,4             |
|                      | $\sigma_2^-$ . . . . . |  | 48,6   | 35,3  | 18,1 | 37,1  | 32,4 | 14,6 | 21,8             |

Из табл. 15 видно, что наибольшие сжимающие напряжения имеют место по верхним волокнам сечения  $XIII$  и равны  $86,3$  кг/см<sup>2</sup>. Надо подчеркнуть, что проектирование свода велось в предположении прочности бетона марки  $R_{bt} = 250$  кг/см<sup>2</sup>; для этой марки допустимое напряжение сжатия при изгибе было принято равным  $100$  кг/см<sup>2</sup>. При сооружении моста марка бетона для свода по требованию НКПС без особых оснований была повышена до  $R_{bt} = 300$  кг/см<sup>2</sup>.

Наибольшие растягивающие напряжения возникают в сечении  $VII$  и равны —  $8,6$  кг/см<sup>2</sup>.

Наибольшее значение осевых напряжений не превосходит  $6,5$  кг/см<sup>2</sup>.

Максимальный расчетный прогиб свода в ммкс (при  $E_s = 210\,000$  кг/см<sup>2</sup>) образуется из следующих величин:

|  |         |
|--|---------|
| прогиба от постоянной нагрузки . . . . .                       | 4,38 см |
| • • • подвижной . . . . .                                      | 4,17 .  |
| • • • понижения температуры . . . . .                          | 2,88 .  |
| • • • усадки бетона (эквивалентно температуре — 1°C) . . . . . | 2,23 .  |
| • • • осадки опор . . . . .                                    | 5,00 .  |

$$f = 18,66 \text{ см}$$

Расчетный прогиб имеет равную  $20,0$  см.

Нормальная сила в пите составляет  $N = 7\,116,0$  т на всю ширину свода, или  $1\,185,0$  т на одну шарнир.

Напряжение сжатия по длине касания шарниров принято равным  $\sigma_{ca} = 6\,580$  кг/см<sup>2</sup> (по формуле Герца). Напряжение в бетоне под опорными частями при размерах площадок вершины давления  $100 \times 130$  см нечисленно в  $100$  кг/см<sup>2</sup>.

## ГЛАВА IV

### СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТА <sup>1</sup>

Постройка моста была начата в апреле 1935 г.

Вследствие задержек с утверждением проекта работы в начальной стадии протекли медленно. В частности выкладка котлованов устоев продолжалась до июля, и лишь с этого времени работы стали развертываться нарастающим темпом. По плану работ было необ-

<sup>1</sup> Более подробные данные по сооружению моста приведены в статье инж. А. С. Вельяма в № 6 (31) журн. «Мосты—Водострой» за 1937 г.

водило к весне 1936 г. закончить устои моста, устроить подмости и установить кружала; затем в течение мая—июня 1936 г. закончить работы главного пролета, а к 1 августа 1936 г. полностью закончить работы и перевести движение на новую трассу. Запаздывание с изготовлением кружал могло повлечь задержку в окончании других сооружаемых свай, связанных с раскислением железной дороги.

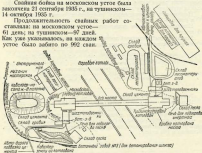
Забивка свай под опоры моста сильно задерживалась на тушинском котловане из-за плотно сложившихся песков; свая удавалось забивать на глубину не более 2,5 м. Так как небольшая глубина забивки вызвала сомнения в устойчивости оснований на сваях, то была проведена попытка с помощью подмыва опустить свая на большую глубину.

Для выяснения сопротивляемости свай горизонтальным усилиям была подвергнута испытанию короткая свая, забитая нормальным способом, и длинная свая, забитая с помощью подмыва. При горизонтальной нагрузке в 5,0 т наибольшее отклонение короткой свая (длина 3,00 м) достигало 14 мм. Свая же, забитая с подмывом на глубину 4,70 м, при той же нагрузке дала отклонение в 26 мм. Таким образом результаты испытания показали целесообразность подмыва, вследствие чего и было решено удовлетвориться короткими сваями.

На московском устое забивка свай шла нормально, и в подмывном большинстве случаев откосы получались при глубинах около 7,0 м.

Сваяная бойка на московском устое была закончена 21 сентября 1935 г., на тушинском—14 октября 1935 г.

Продолжительность свайных работ составляла: на московском устое—61 день; на тушинском—97 дней. Как уже указывалось, на каждом устое было забито по 992 свая.



Фиг. 131. План строительной площадки по мосту 1935 г.

Бетонные работы по мосту можно разделить на два этапа: первый этап—бетонирование устоев; второй—бетонирование свода и балок. Первый этап бетонных работ продолжался с 26 сентября 1935 г. по 11 апреля 1936 г. За это время было употреблено 9209,8 м<sup>3</sup> бетона. План разбивки строительной площадки и бетонного хозяйства вокзала на фиг. 131. В табл. 16 приведены данные, относящиеся к этому периоду.

Таблица 16

| Части сооружений                       | Время бетонирования |               | Число рабочих дней бетонирования | Кубатура в м <sup>3</sup> |
|--|---------------------|---------------|----------------------------------|---------------------------|
|  | начало              | конец         |                                  |                           |
| <b>Московский устой</b>                |                     |               |                                  |                           |
| 1. Фундамент . . . . .                 | 26/IX 1935 г.       | 26/IX 1935 г. | 15 суток 33 часа                 | 3500,0                    |
| 2. Передняя стенка . . .               | 17/XII 1935 г.      | 24/II 1936 г. | 3 " 09 "                         | 307,8                     |
| 3. Задняя стенка . . . .               | 25/III 1936 г.      | 11/IV 1936 г. | 14 " 13 "                        | 774,9                     |
| <b>Итого . . .</b>                     | —                   | —             | <b>33 суток 30 час.</b>          | <b>4582,7</b>             |
| <b>Тушинский устой</b>                 |                     |               |                                  |                           |
| 1. Фундамент . . . . .                 | 28/IX 1935 г.       | 6/XII 1935 г. | 39 " 19 "                        | 3743,8                    |
| 2. Передняя стенка . . .               | 20/XII 1935 г.      | 8/IV 1936 г.  | 4 " 14 "                         | 207,8                     |
| 3. Задняя стенка . . . .               | 18/1 1936 г.        | 1/IV 1936 г.  | 30 " 21 "                        | 774,9                     |
| <b>Итого . . .</b>                     | —                   | —             | <b>38 суток 8 час.</b>           | <b>4726,5</b>             |
| <b>Всего по обоим устоям . . . . .</b> | —                   | —             | <b>50 суток 2 часа</b>           | <b>9309,2</b>             |

Бетонирование устоев обслуживали два бетонных завода (по одному у каждого устоя). На каждом заводе работало по две бетономешалки системы Риком по 1000 л. Непосредственно у заводов находились склады шпунтовых и трапециевидных саран.

Состав бетона подбирался в центральной бетонной лаборатории строительства канала Москва — Волга. Данные о составах бетона, использованного в устоях, приведены в табл. 17.

Таблица 17

| Части устоев             | Марка бетона $R_{sp}$ | $\frac{W}{C}$ | Средняя влажность в % | На 1 м <sup>3</sup> бетона |             |             |          |                         | Примечания |
|--------------------------|-----------------------|---------------|-----------------------|----------------------------|-------------|-------------|----------|-------------------------|------------|
|                          |                       |               |                       | песок в кг                 | гравий в кг | цемент в кг | вода в л | воздух в л              |            |
|                          |                       |               |                       |                            |             |             |          |                         |            |
| Фундаменты . . . . .     | 140—170               | 0,56          | 6—1                   | 280                        | 140         | 758         | 1258     | Укладка с вибрированием |            |
| Податные части . . . .   | 250                   | 0,45          | 12                    | 410                        | 185         | 648         | 1083     | Ручная укладка          |            |
| Передняя и задняя стенки | 150                   | 0,48          | 16                    | 325                        | 180         | 670         | 1110     | " "                     |            |

Контроль над бетонными работами как на заводе, так и при укладке его в блоках осуществлялись техническим персоналом сооружений и лаборантами полковой бетонной лаборатории.

До ноября 1935 г. бетонные работы протекали при нормальной температуре воздуха. В средних числах ноября, когда температура упала от нуля до  $-15^{\circ}$ , перешли на бетонирование в зимних условиях с подогревом воды и шпунтовых. Бетонирование происходило в теплицах, обогреваемых промышленными печами.

Наивысшая среднесуточная температура наружного воздуха при бетонных работах достигала — 21°.

Одновременно с бетонированием устоев в конце декабря 1935 г. была начата установка подмостей под кружала свода и подготовка самих кружал.

Кружальная площадка была расположена на тушинской стороне и представляла собой открытый сплошной дощатый настил с размерами в плане 130 × 20 м.

Сооружение подмостей под кружала заняло два месяца, после чего немедленно начали установку кружал и провели ее в сравнительно короткий срок, так что к 7 марта 1936 г. установка кружал была закончена.

Кружала жесткой подкосной системы опирались на подмости, основанные в пределах шпала на лежках, уложенных по длине шпала.

В конечном варианте кружала имели 8 систем, расположенных с таким расчетом, чтобы нагрузка от бетонироваемых сводов передавалась на них равномерно. Распоривающиеся приспособления были устроены в виде жестких пирамид.

Конструкция подмостей для бетонирования балок над сводом, приведен в первоначальном проекте, представляла собой обычную стоечную систему, опирающуюся на свод. Но в процессе работ для сокращения срока постройки пришлось прибегнуть к конструкции, позволявшей бетонировать балки независимо от окончания бетонирования свода, что и было достигнуто применением подмостей регулирующей системы, образованных из стоек со сводом.

Арматура изготовлялась на арматурном дворе, откуда в окончательном готовом виде ее переносили к месту установки. Это было выгодно с тем, чтобы избежать сварки стыков в опалубке. Следует отметить, что такой порядок полностью себе оправдал, в ряде случаев для свода длиной в 60 м переносился таким же способом.

Для стыков арматуры была применена контактная электросварка по методу «оплавление» с помощью стыковых аппаратов типа АСН-25.

Качество сварки контролировалось на арматурном дворе и образцы сваренной арматуры подвергались испытанию на разрыв в лаборатории. В подавляющем большинстве случаев разрыв происходил по целому месту. В исключительных случаях при разрыве по стыку арматурное сопротивление было ниже требуемого по ТУ для класса марки Ст. 3.

В плане работ намечено было забетонировать сначала основные клинья нижней дуги свода, а затем, основываясь на этом блоке бетона, вывести опалубку вертикальных стенок и верхней дуги. Однако земляки в получении цемента требуемой для свода марки задержали начало бетонирования свода.

Чтобы избежать возможного (в связи с этой задержкой) срыва конечного срока постройки, решено было перестроить план работ и, изменив несколько конструктивно опалубку, вывести ее полностью для всего свода. Благодаря этому вынужденный простой в работах был ликвидирован.

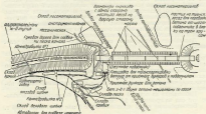
Организация бетонных работ на пролетном строении была несколько видоизменена по сравнению с принятой при бетонировании устоев (фиг. 132).

От второго бетонного завода по правой стороне решено было отказаться, сосредоточив все хозяйство на левом берегу. Здесь были установлены две камнедробилки Асим мощностью по 10 м<sup>3</sup>/час для дробления специально завозимого карельского гранита.

На площадке перед бетонным заводом было уложено кольцо уложколейной железной дороги, проходящее мимо складов с инерт-



маны. По этому кольцу циркулировали 6 двоякоизогнутых деревянных вагончиков; в каждом из них находилась точно выверенная отделка для всех видов шпартных, заключающаяся у соответствующих складов, прижимавшихся к кольцу. По законченности работы шпартными вагончик вытаскивался в бетонный завод и устанавливался над бункером бето-



Фиг. 131. План строительной площадки с краном 1000 т.

нотомана. Разгрузка вагончика производилась автоматически, путем освобождения торцов рычага; дачки отделений открывались и шпартные выгружались непосредственно в бункер. Объем вагончиков был рассчитан на один замах 1000-т бетономаномана.

Данные о составе условного бетона для балок и свода приведены в табл. 18.

Таблица 18

| Элементы сооружения                             | Марка бетона $R_b$ | $\eta$ С | Осадка бетона в см | На 1 м <sup>3</sup> бетона |        |      |        |        |
|---|--------------------|----------|--------------------|----------------------------|--------|------|--------|--------|
|   |                    |          |                    | песок                      | гравий | вода | цемент | гравий |
| Балка   | 300                | 0,52     | 15—18              | 340                        | 180    | 710  | 458    | 670    |
| Свод (вертикальные плиты)                       | 300                | 0,46     | 15—18              | 480                        | 184    | 675  | 480    | 638    |
| Свод (вертикальные стойки и вертикальные плиты) | 300                | 0,44     | 15—18              | 420                        | 185    | 670  | 428    | 638    |

Песок и гравий в бетоне балок и свода были те же, что и в бетоне устова. Применялся кроме того и щебень, получивший путем дробления карельского гранита.

Добавка гравия к щебню дала возможность получить бетон большей пластичности без увеличения количества воды.

Смесь гравия со щебнем в принятой пропорции (40% + 60%) характеризуется следующими данными: объемный вес — 1,44 т/м<sup>3</sup>; удельный вес — 2,65; объем пустот — 45,4%; модуль упругости — 7,5.

Бетонирование свода велось двумя кольцами: сначала бетонировалась основная клинья нижней плиты, а затем — вертикальной стеной

и верхней плиты. Замыкающие кольца бетонировались по всей высоте осадки свода.

Строительный подъем свода был назначен по проекту в 20 см с округлением по прямой линии. При производстве работ строительный подъем был увеличен до 25 см и выполнен по дуге круга.

Когда основные кольца нижней плиты свода были забетонированы, то оказалось, что подмости в четверти пролета свода осели. Осадка была вызвана усиленной односторонней засыпкой грунта в люка. Работы по засыпке были прекращены и часть земли удалена. Исправление осадки свода, вызванной этой осадкой, было исправлено путем опускания люка. При этом строительный подъем увеличился до 20 см и подучал округление по прямой линии (соответственно первоначальному проектному продолжению).

Дальнейшее бетонирование свода протекало в нормальных условиях.

В связи с осадкой подмостей назначенный порядок бетонирования был несколько изменен. Чтобы предотвратить возможность дальнейшей осадки в четверти пролета свода, решено было искусственно «подпружинить» эту часть, создавая изменением порядка бетонирования некоторый подъем кружал в четверти пролета. Это было достигнуто тем, что кольца в четверти свода были забетонированы в последнюю очередь.

Наблюдение за осадкой кружал во время бетонирования показало, что она не превышала 2,5 см.

Бетонирование свода продолжалось с 9 мая до 21 июня 1936 г.

Таблица 18

| Часть сооружения, из которой взяты образцы | $\frac{M}{C}$ | Осадка кружал в см | Активная площадь в м <sup>2</sup> /об | $D_p$ в м/об | $D_{\Sigma}$ в м/об | $R_p$ на один квадратный метр в кг/см <sup>2</sup> | $R_{\Sigma}$ на один м <sup>2</sup> |
|--|---------------|--------------------|---------------------------------------|--------------|---------------------|--|-------------------------------------|
|  |               |                    |                                       |              |                     |  |                                     |
| Балка над сводом с туннельной стороны      | 0,36          | 14—17              | 328                                   | 189,6        | 374,3               | —  | 310                                 |
| То же с противоположной стороны            | 0,36          | 14—17              | 328                                   | 181,2        | 359,4               | $R_{\Sigma} = 335,7$                               | 310                                 |
| Нижняя плита свода, кольца в люке          | 0,47          | 14—15              | 348                                   | —            | 219                 | —  | 300                                 |
| То же, кольца в люке                       | 0,47          | 14—15              | 348                                   | 235,5        | 258,5               | $R_{\Sigma} = 458,7$                               | 300                                 |
| „ „ 2—3                                    | 0,47          | 14—15              | 348                                   | 179,5        | 243                 | $R_{\Sigma} = 365,7$                               | 300                                 |
| „ „ 3—3                                    | 0,47          | 14—15              | 348                                   | 202          | 258                 | $R_{\Sigma} = 380,0$                               | 300                                 |
| „ „ 4—4                                    | 0,47          | 14—15              | 355,8                                 | 200          | 232                 | $R_{\Sigma} = 413,2$                               | 300                                 |
| „ „ 5—5                                    | 0,47          | 14—15              | 355,8                                 | 200          | 257,5               | $R_{\Sigma} = 425,0$                               | 300                                 |
| „ „ 6—6                                    | 0,47          | 14—15              | 359                                   | 232          | 313                 | $R_{\Sigma} = 390,1$                               | 300                                 |
| Верхняя плита, кольца в люке               | 0,44          | 15—18              | 308—326                               | 246,1        | —                   | $R_{\Sigma} = 358,7$                               | 300                                 |
| То же, кольца в люке                       | 0,44          | 15—18              | 329                                   | 229,4        | —                   | $R_{\Sigma} = 381,0$                               | 300                                 |
| „ „ кольца 2—3                             | 0,44          | 15—18              | 329                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 428$                                 | 300                                 |
| „ „ 3—3                                    | 0,44          | 15—18              | 329                                   | 267          | 328,2               | $R_{\Sigma} = 368,2$                               | 300                                 |
| „ „ 4—4                                    | 0,44          | 15—18              | 329                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 343,5$                               | 300                                 |
| „ „ 5—5                                    | 0,44          | 15—18              | 329                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 354,4$                               | 300                                 |
| „ „ 6—6                                    | 0,44          | 15—18              | 329                                   | 250          | 266                 | $R_{\Sigma} = 355,3$                               | 300                                 |
| То же, кольца в 8—8                        | 0,44          | 15—18              | 329                                   | 335          | 344,5               | —  | 300                                 |
| То же, кольца в 8—8                        | 0,44          | 15—18              | 329                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 429$                                 | 300                                 |
| Замыкающие кольца 7 в люке                 | 0,44          | 15—18              | 326                                   | 247,2        | —                   | —  | 300                                 |
| То же, 7 в люке                            | 0,44          | 15—18              | 326                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 359,3$                               | 300                                 |
| „ „ 8 в люке                               | 0,44          | 15—18              | 329                                   | 250          | 260                 | —  | 300                                 |
| „ „ 8 в люке                               | 0,44          | 15—18              | 329                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 429$                                 | 300                                 |
| „ „ 8 в люке                               | 0,44          | 15—18              | 326                                   | 288,7        | 406,2               | —  | 300                                 |
| „ „ 8 в люке                               | 0,44          | 15—18              | 326                                   | —            | —                   | $R_{\Sigma} = 385$                                 | 300                                 |
| Балка на максимальном устье                | 0,38          | 14—17              | 359                                   | 164,8        | 337                 | —  | 310                                 |
| „ „ туннелем                               | 0,40          | 14—17              | 378                                   | 182          | —                   | $R_{\Sigma} = 341,5$                               | 310                                 |

За этот период помимо бетонирования были произведены следующие работы: установлены верхняя часть опалубки вертикальных стенок и опалубка верхней плиты, выполнено армирование этих частей свода и установлены шпиреры свода.

Бетонные работы заняли 13 суток и 22 часа. За это время было уложено 1 795 м<sup>3</sup> бетона.

Балки над сводом, покоявшиеся на одноствольных подмостках, были забетонированы с 18 по 20 июля. Балки с тушинской стороны были забетонированы за 24 часа, а с московской — за 19 час.

Во время бетонирования пролетного строения был особенно усилен контроль над качеством бетонных работ. Это выразилось в усилении технического надзора (в каждую смену по два прораба и по два лаборанта) и в более частой проверке основных характеристик укладываемого бетона.

Данные о результатах испытания контрольных кубиков приведены в табл. 19.

Бетонные работы на мосту были закончены 21 июля 1936 г. С 26 сентября 1935 г. по 21 июля 1936 г. было уложено 11 809 м<sup>3</sup>.

Опалубка ковшей была произведена в два приема: первая часть (примерно на половину высоты устоя) отсыпана в мае, вторая же часть (до полной высоты устоя) была снята за несколько дней до раскружалывания свода в заключение 30 июля 1936 г.

## ГЛАВА V

### РАСКРУЖАЛИВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ МОСТА

Через 28 дней после окончания бетонирования свода было произведено его раскружалывание с помощью установленных и кружалых тросов.

Опускание кружал было начато с замка и постепенно распроставлялось на весь пролет. Полная продолжительность раскружалывания — 14 час.

Ввиду особой ответственности работ по раскружалыванию темп опускания кружал был принят весьма медленным. При этом перед каждой последующей операцией по выпуску ие заданной дозы троса производились наблюдения за происшедшими вертикальными осадками свода, раздвижкой опор и осадкой устоя. К очередному опусканию приступала лишь тогда, когда не оставалось ни малейшего сомнения, что раскружалывание проходит нормально.

Осадка свода от постоянной нагрузки при его раскружалывании составила 3,78 см, в проекте же предусматривалась осадка в 4,26 см.

Наибольшая раздвижка опор достигала 5,25 мм. Из этой величины на долю правого устоя приходится 3,25 мм, а на долю левого устоя — 2,00 мм.

Через неделю после раскружалывания свода были раскружалены балки над сводом. Протяг балок при раскружалывании был настолько мал, что его не удалось измерить нивелиром.

Основательный прогиб в замке свода от постоянной нагрузки составил 7,8 см. Таким образом принятый строительный подъем (20 см) оказался вполне достаточным.

С 21 по 28 июля 1936 г. многоступенчатыми стациями Научно-исследовательского института пути и строительства НКПС производили статическое и динамическое испытание моста.

Несущателами нагрузки для статических испытаний состояли из четырех одинаковых поодков каждый — с паровозами серии Э во главе с тремя большегрузными платформами, нагруженными камнями

(на каждом пути устанавливали два таких поезда, паровозы которых были придвинуты вплотную друг к другу).

Результаты статических испытаний показали следующее:

1. Наибольшие значения вертикальных прогибов ключа свода:

|                              |          |
|------------------------------|----------|
| для правой стороны . . . . . | 17,33 мм |
| „ левой . . . . .            | 17,80 „  |

Угругие прогибы ключа свода:

|                              |                     |
|------------------------------|---------------------|
| для правой стороны . . . . . | 17,33—2,33—15,00 мм |
| „ левой . . . . .            | 17,83—2,08—15,75 „  |

Сопоставление результатов указывает на согласную работу обеих сторон свода.

Расчетное значение прогиба от испытательной нагрузки, вычисленное по эмпирической линии прогиба при  $E_s = 210\,000$  кг/см<sup>2</sup>, равно  $f = 24,1$  мм, т. е. больше фактического измеренного значения.

2. Угругие прогибы полуосей в местах опоры на них надподкожных балок:

|                                       |             |         |
|---------------------------------------|-------------|---------|
| 1) в месте опоры на московской балке: |             |         |
| для правой стороны 1,96—1,11—0,49 мм  | } в среднем | 0,49 мм |
| „ левой . . . . . 1,37—0,88—0,49 „    |             |         |
| 2) в месте опоры на грузинской балке: |             |         |
| для правой стороны 1,37—0,68—0,69 мм  | } в среднем | 0,66 мм |
| „ левой . . . . . 1,39—0,73—0,66 „    |             |         |

Значения прогибов для правой и левой сторон совпадают, что еще раз подтверждает согласную работу обеих сторон свода.

3. Наибольший угругий прогиб надподкожных балок наблюдался для левой стороны московской балки и составил  $1,96 - 0,57 = 1,42$  мм.

Расчетный прогиб от испытательной нагрузки, равной  $f = 1,50$  мм оказался больше измеренного значения.

4. Наибольший измеренный угругий прогиб балок над устоем составил 1,0 мм и был меньше расчетного ( $f = 1,50$  мм).

Динамические испытания проводились поездом, состоявшим из двух паровозов серии Э с тендерами и двух грузовых платформ.

Результаты динамических испытаний показали следующее:

1. Наибольшая величина динамического прогиба ключа свода при загрузке обеих путей составляла 16,5 мм, а при загрузке одного пути— 9,34 мм.

2. Динамический коэффициент для прогиба ключа свода получился равным 1,00, а для прогиба в четверти пролета — несколько превышающим единицу (при одном из заездов — 1,15).

3. Поперечные колебания свода в шпале достигали наибольших амплитуд до 5,56 мм при скорости движения поезда, равной 34—35 км/час.

По окончании приемки моста и всего свода Калининской ж. д. 4 августа 1936 г. было открыто регулярное движение поездов по мосту. В период постройки и эксплуатации моста велась наблюдение за осадкой опор. По данным этих наблюдений величина осадки от момента расформирования свода моста, т. е. от 16 июня



Фиг. 133. Общий вид моста через село № 1.

1936 г. до 9 января 1937 г., оказались следующими: по московскому устью — 12 мм, по тушинскому устью — 32 мм, причем наибольшая осадка произошла во время отсыпки конусов. Основные осадки произошли за июль-август месяца. С первых чисел августа (с момента нормальной эксплуатации моста) дальнейшее нарастание осадок прекратилось. Последующие наблюдения в течение 6 месяцев (до января 1937 г.) показали полное отсутствие дальнейших осадок<sup>1</sup>.

Общий вид моста показан на рис. 133.

Мост через каналы вала был вторым по срокам сооружения из числа больших железобетонных мостов, построенных через канал. Этот мост является выдающимся и значительным по величине пролета и оригинальности конструкции сооружением.

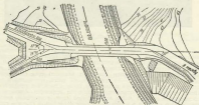
## В. ХОРОШЕВСКИЙ ГОРОДСКОЙ МОСТ

### ГЛАВА I

#### ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ

##### 1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Ввиду того что спрямлением Москва-реки<sup>2</sup> Хорошевский Серебряный бор был отрезан от территории Москвы, необходимо было построить через это спрямление мост и произвести соответствующую реконструкцию Хорошевского шоссе. Обязательным условием



Фиг. 134. Подходы к Хорошевскому мосту.

проектирования являлось выполнение требований городской планировки, в частности планировки подходов к мосту. В связи с этим мост запроектирован в плане косым (угол косины  $67^{\circ}32'$ ) и перекрывает помимо канала также и расположенные вдоль канала городские набережные; отсюда садовый полотно определялись из требования подмостового габарита, конструкции пролетного строения и требований планировки (фиг. 134). Средний пролет моста (100,80 м) перекрывает канал полностью (фиг. 32), удовлетворяя условиям подмостового габарита, так как низ пролетного строения возвышается на 14 м над уров-

<sup>1</sup> См. статью инж. Вачана А. С. «Осадки шпур арочного железобетонного моста пролетом 120 м», «Строительная промышленность» № 1, 1940 г.

<sup>2</sup> Между каналами № 8 и 9.

нем судноходного горизонта. Боковые пролеты, перекрывающие набережные, имеют по 23,75 м. Таким образом общая длина моста составляет:  $23,75 + 100,80 + 23,75 = 148,30$  м. На фиг. 135 представлен общий вид Хороневского моста.

Мост рассчитан на пропуск двух трамвайных путей и четырех потоков автомобилей, что потребовало noticeable ширины садового полотна в 19,0 м; ширина тротуаров по 3,0 м в пределах главного пролета и по 5,25 м в пределах береговых пролетов.



Фиг. 135. Общий вид Хороневского моста.

Геологическая разведка, произведенная в месте расположения моста, обнаружила следующие напластования грунтов: непосредственно под культурным слоем (толщиной 0,40 м) на глубину до 11,0 м залегают четвертичные отложения, состоящие в верхней части из слоя супылики с включением гальки и мощного слоя глинистого песка, а в нижней части — из супыли серого цвета, переходящей со стороны Серебряного бора в иловатую глину и песчаные прослойки. Ниже четвертичных отложений находится коралловые отложения, состоящие в верхней части из мощного слоя пластичной глины темносерого цвета, а в нижней — из слоя вересковой глины и слоя известняка.

### 2. ВЫБОР ТИПА МОСТА

Проектное задание для Хороневского моста было разработано в четырех вариантах: два из них — железобетонные решения; другие два — стальные мосты (фиг. 136).

Железобетонный мост по первому варианту был запроектирован трехпролетным, средний пролет — в виде гребня арки с балкой жесткости (литожкоя), сдва — концы.

Арка — садового сечения 0,860 × 2,172 м с расстоянием между осями 21,50 м; между арками не несет стоек. Балки жесткости — коробчатые, пустотелые, одинаково расположенные под арочной частью; высота их — 3,0 м.

Главный пролет разбит на 9 панелей одинаковой длины. Сторонними частями главного пролета являются четыре каменные стой-

ки, высота которых — 3,30 м, а наибольшее осевое — 1,30×3,40 м; стойки опираются на бивы.

Береговые пролеты перекрыты простыми пустотелыми балками дробчатого сечения, имеющими то же расстояние между осями, что и у балок жесткости главного пролета, и опирающимися с одной стороны на устой, с другой — на консоли балок жесткости. Опорные части береговых пролетных строений устроены следующим образом:

неподвижные опоры имеются на одном из устоев; береговые пролеты соединяются с главным пролетом продольно-неподвижными шарнирами; продольная подвижность трех соединенных пролетных строений обеспечивается каменными стойками под главным пролетным строением и качающимися вальцами берегового пролета на втором устое (см. в гл. II, подраздел 3 «Опорные части»).

Все опоры моста основаны на деревянных сваях.

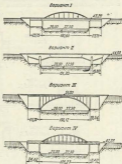
Во втором варианте дано решение железобетонного моста с садовой поверхью. Береговые пролеты (по 23,4 м) здесь перекрыты балками, имеющими консоль, вынесенную на 17,9 м в средний пролет. В среднем пролете на консоли опирается подвесная балка пролетом 70,4 м. Высота среднего пролета в свету составляет 10,2 м. Для уравнивания всей системы балки береговых пролетов предвидены дополнительная нагрузка и виде противовеса.

Третий вариант — металлический мост с садовой поверхью; среднее пролетное строение — в виде двухшарнирной арки.

В четвертом варианте запроектировано такое же металлический мост, но по схеме, имеющей сходство со схемой первого варианта.

На выбор варианта повлияли следующие соображения: а) срок сооружения моста был слишком мал для того, чтобы можно было успеть реализовать мост на изготовленные металлические конструкции; б) стоимость по первому варианту (железобетонному) оказалась ниже, чем по трем остальным, причем разница составляла 25—35% (фиг. 137). Эти два обстоятельства определяли выбор железобетонного моста по первому варианту.

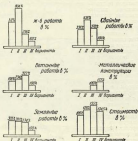
Однако против этого решения имелись и возражения. Существует широко распространенное мнение, что по архитектурным соображениям мосты с садовой поверхью малоприменимы или даже вообще недопустимы в городских условиях. Прежние мостовые конструкции с садовой поверхью во многих случаях действительно оправдывали такое мнение. Однако современная техника позволяет осуществлять и мосты с садовой поверхью, достаточно хорошо удовлетворяющие эстетическим требованиям. В частности предложенная по первому ва-



Фиг. 136. Варианты Харьковского моста.

решению схема моста обеспечивала достаточно большой световой пролет как над проезжей частью моста, так и в пределах всего подмостового габарита, от одного устоя до другого. Достигалось это тем, что вверху от проезжей части было вынесено лишь незначительное количество материала: арки малого сечения, не имеющие между собой связей, и тонкие подкосы, расположенные на больших расстояниях друг от друга.

Ниже проезжей части в городских мостах обычно применяются полки отдаленно берущихся пролетов от среднего путем устройств



Фиг. 187. Сравнительная диаграмма по четырем вариантам Хорошевского моста.

сплошных, массивных опор, поддерживающих средний пролет. Такое решение нарушает всю перспективу по реке вдоль набережных и превращает береговые пролеты широких городских мостов в подобие туннелей<sup>1</sup>.

В схеме первого варианта применено оригинальное решение: установка пролетного строения на железобетонные опорные части, представляющие собой четыре отдельные выходящие стойки высотой 8,20 м.

По указанным выше соображениям Строительством канала был принят в осуществление мост по первому варианту.

Хорошевский мост был третьим, принятым к постройке из числа больших железобетонных мостов, возводимых при сооружении канала Москва—Волга. Этот мост явился замечательным завершением в деле сооружения железобетонных мостов, предпринятых Строительством канала Москва—Волга.

<sup>1</sup> В том числе и в новых мостах через Москва-реку в границах Москвы.



ГЛАВА II  
**КОНСТРУКЦИЯ МОСТА**

**I. ГЛАВНОЕ ПРОМЕТНОЕ СТРОЕНИЕ**

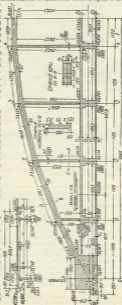
**а) Арка, подвески, балка жесткости**

Средний пролет Хорьковского моста поддерживается двумя главными фермами, представляющими собою двоякие габриолы арки с жесткой затяжкой (балкой жесткости). Расстояние между осями главных ферм (ширина моста) составляет 21,50 м, а по направлению оси поперечной балки (по касанью) — 23,35 м. Расчетный пролет равен  $l = 100,8$  м; расчетная стрела арки равна  $f = 14,222$  м ( $f/l = 1/7,1$ ).

Длина павлаю — 11,50 м, вынос консолей балки жесткости в береговые пролеты — 2,47 м (фиг. 136).

Очертание арки принято по ломаной линии. Сечение арки постоянно по всей длине пролета и равно  $0,870 \times 2,172$  м, если считать ширину арки параллельно касательной моста. Вследствие общей кривизны моста и  $67^{\circ}02'$  арки расположены в смежном одна по отношению к другой положениям и кроме того сама по себе также являются косыми<sup>1</sup>.

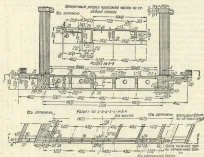
Затяжки (балки жесткости) коробчатого сечения высотой 3,00 м; коробчатое сечение образовано двумя горизонтальными и двумя вертикальными планками, имеющими толщину по 0,25 м; размеры пустотного про-



Фиг. 136. Прометное строение по арке и балке жесткости. Прямилана. Размеры на чертеже даны в метрах: 1) ось стрелы — по направлению, параллельному пролетной оси моста; 2) в павлаю — по направлению, перпендикулярному оси поперечной балки.

<sup>1</sup> В направлении, перпендикулярном к плоскости главных ферм, ширина арки равна 2,30 м.

на в сечении балок — 2,50 × 1,50 м (фиг. 135). В местах пересечения с подвесками арки балкам жесткости придают диафрагмы толщиной 1,00 м. Ось затвора на протяжении 16,12 м от качающейся стойки имеет 2%-ный уклон; в средней части главного пролета на протяжении 68,56 м внутренне условия сопряжены параболой; таким образом в середине пролета балки жесткости



Фиг. 136. Поперечный разрез среднего пролета стержня параллельно оси опорной балки.

Примечание. На чертеже показаны размеры по оси, направлено параллельно оси опорной балки.

имеют подъем в 0,66 м. В опорном сечении № 0—0 (над качающейся стойкой) ось арки расположена на 0,15 м выше оси балки жесткости (фиг. 138); точки пересечения оси арки с осью подвесок получены из условия их расположения на параболы:

$$y = \frac{4 \cdot 14,40}{100,8^2} \cdot x (100,8 - x),$$

считая от криволинейной оси затвора.

В пределах опорного ула затвора имеет сложное очертание. Высота опорного ула — 4,20 м.

Подвески, соединяющие арку с затвором, представляют собой железобетонные элементы с гибкой арматурой и имеют сечение в виде параллелограмма (фиг. 138). Толщина подвесок — всего 0,365 м при ширине 2,030 м. Подвески, будучи жестко связаны с поперечными балками, образуют в поперечном (двух) направлении полурамы, жесткость которых обеспечивает боковую устойчивость арок.

\* Горизонтальные размеры затвора (балки жесткости) даны в направлении, перпендикулярном к плоскости главной формы (см. примечание на фиг. 135).

Арматуру арок (фиг. 140 и 141) составляют: 1) продольные стержни  $d=25$  мм, уложенные в один ряд по периметру сечения, и 2) система поперечных стоек на прутьях  $d=10$  мм; расстояние между стержнями в арок — 80 мм (за исключением последней — к оборотному залу — параллель, где это расстояние уменьшается до 70 мм); каждая четвертая стойка арочными своими стержнями захватывает продольные стержни арок; в этой же плоскости расположены хомуты, охватывающие продольную арматуру.

Все продольные стержни арок стыкуются в пределах каждой панели с расположенным стыком всех стержней в одном сечении. Места расположения стыков приходится примерно в четверть панелей, вследствие чего стержни, переходя через узлы, образует перегиб, соответствующий ломаной очертанию арок. Стык стержней образуется простыж зазором на 0,63 м; конец каждого стыкуемого стержня свавел отгибом под арочным углом на длину 30 мм.

Продольная арматура балок жесткости (фиг. 141) состоит из стержней  $d=36$  мм. В горизонтальных полях стержни расположены попарно. Часть стержней идет непрерывно по всей длине балки. К ним добавлены стержни, идущие поперек балки жесткости в пределах средних панелей и по верку балки в пределах концевых панелей. Вследствие недо-

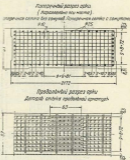
статка места дополнительные стержни, расположенные в пределах верхов и низов план балок жесткости, свавелом отдельными приваренными крюками, которые располагаются в междурядных промежутках арматуры.

Балки жесткости армированы также вертикальными и наклонными хомутами. Все хомуты в горизонтальных полях балок жесткости имеют диаметр 8 мм и шаг 145 мм. В боковых стенах балок жесткости вертикальные хомуты расположены снаружи от основной горизонтальной арматуры, диаметр их — 10 мм, а шаг — 200 мм.

Особое значение имеют наклонные хомуты. Каждая вертикальная стенка балки жесткости армирована двумя системами наклонных, или как перекрывающихся хомутов. В обеих системах наклонные хомуты имеют свой диаметр в зависимости от номера панели балки жесткости (фиг. 141), а именно:

1) хомуты, расположенные в середине пролета, имеют следующий диаметр:

|  |      |
|--|------|
| в панелях 0-1, 1-2, 2-3, 6-7, 7-8, 8-9 . . . . . | 8 мм |
| " " " 3-4, 4-5 . . . . .                         | 10 " |
| " " " 4-5 . . . . .                              | 12 " |



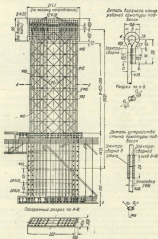
Фиг. 140. Разрез арки.

2) хомуты, насаждаемые в середине пролета, имеют следующий диаметр:

|   |       |
|---|-------|
| в зонах $\theta-1$ , $\theta-2$ . . . . . | 15 мм |
| во всех остальных зонах . . . . .         | 12 .  |

Все хомуты в балках жесткости поставлены параллельно косым жилам.

Основная арматура подвесок (фиг. 142) состоит из стержней  $d=38$  мм. В подвесках накладывают горизонтальные хомуты  $d=10$  мм,



Фиг. 142. Подвеска № 1 и 2.

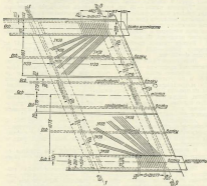
поставленные на расстоянии 475 мм друг от друга. Кроме того в подвесках устроены две системы наклонных (под углом  $45^\circ$ ) перекрывающихся хомутов  $d=16$  мм.

Нижними своими концами основные стержни подвески заделаны в диафрагму отливки — почти на всю ее высоту; стержни сохраняют свое вертикальное положение и оканчиваются крючками, внутренний диаметр которых равен  $3,5 d$  стержня. Верхними концами



стержни подвесок заделаны в арку в виде петель, указанных на деталях фиг. 142; в петлях продеты идущие вдоль пролета стержни арматуры (фиг. 141), под которыми в свою очередь установленными отрезки стержней, расположенные на всю ширину арок.

Опорный узел является одной из наиболее центральных частей данной конструкции. Армирование его выполнено следующим образом. Вся продольная арматура балки жесткости введена (фиг. 141) в опорный узел, причем максимально возможное число стержней, идущих на горизонтальных полках балки, отогнуто в пределах опорного узла под углом  $45^\circ$ . В дополнение к этим отогнутым стержням поставлены наклонные стержни с таким расчетом, чтобы количество



Фиг. 141. Арматура, соединяющая опорные узлы с плитой проезжей части.

всех стержней было достаточным для полного восприятия ими главных напряжений, срезающих сил распора и опорного давления.

Верхняя арматура балок жесткости в пределах выноса  $b-l$  усилена дополнительным рядом (см. поперечное сечение балки  $A-B$  на фиг. 141) с таким расчетом, чтобы один этот рядовой арматура могла (при расчетных напряжениях  $1500 \text{ кг/см}^2$ ) воспринять полностью весь распор арок.

В работу балок жесткости вовлекается также и плита проезжей части.

В целях борьбы с появлением трещин в плите проезжей части у опорных узлов в ней поставлена специальная горизонтальная арматура, соединяющая плиту с опорными узлами и имеющая значительным распределителем растягивающих усилий на возможно большую площадь плиты (фиг. 143).

Для бетона пролетной части принята марка  $R_b = 150 \text{ кг/см}^2$ , для подвесок и балок жесткости — марка  $R_b = 300 \text{ кг/см}^2$ . Арматура — из стали марки Ст. 3.

### б) Пролетная часть и тротуары

Балочная клетка пролетной части состоит из поперечных балок, расположенных на расстоянии 11,20 м друг от друга, и четырех продольных балок, расстояние между осями которых равно 4,312 м (фиг. 139).

В плане пролетной части, по середине садового полотна, образовано углубление, обеспечивающее возможность укладки трамвайных путей; в боковых частях плане придан 1%-ный поперечный уклон. Толщина плиты — 16 см, что является небольшой величиной для пролета плиты, равного 4,312 м. Непосредственно на плите расположена изоляция (два слоя рубероида, три слоя гудрона), покрытая защитным слоем смолы по асфальтовой основе; общая толщина слоя изоляции и смолы — 30 мм. Сверху уложен слой асфальтобетона толщиной 50 мм.

Высота средних продольных балок — 1,30 м, крайних — 1,47 м; ширина ребра — 0,35 (без учета косяка). Рабочая арматура — из стали  $d = 35 \text{ мм}$ .

Поперечные балки располагаются под углом  $67^{\circ}02'$  к оси моста; расчетный пролет их — 23,35 м. Балки — двутаврового сечения (фиг. 139), верхний полка которого образована углублением плиты до 0,70 м на участке шириной 2,50 м; ширина нижней полки равна 0,98 м при толщине 0,25 м. Толщина вертикальных стенок в середине их пролета 0,30 м, а у опор балки — 0,50 м. Высота поперечной балки, следовательно на измененном сечении плиты, имеет минимально величину (2,62 м) в середине пролета. Для пропуска водопроводных труб в вертикальных стенках поперечных балок оставлены отверстия  $d = 0,70 \text{ м}$  — по четыре отверстия в балке.

Армирование поперечных балок представлено на фиг. 144. В основном поперечные балки всех пролетов (главного и боковых) армированы одинаково, причем основная рабочая арматура состоит из стержней  $d = 35 \text{ мм}$ , расположенных поперек балки в три ряда и поставленных попарно.

В средней части пролета поперечной балки, где толщина ее стенки равна 30 см, установлены горизонтальная арматура  $d = 12 \text{ мм}$  и вертикальные хомуты  $d = 10 \text{ мм}$  (длина хомутов — 30 см).

Под тротуарными панелями устроены спиральные ячейки размером  $2,50 \times 0,25 \text{ м}$ , предназначенные для пропуска по мосту различных кабелей и газовых труб. При довольно значительном выносе консоли тротуара (около 4 м) высоте ее придан небольшой размер с тем, чтобы консоль по возможности меньше закрывала аэрацию, сохраняя за последней в фасаде моста значение главного архитектурного элемента. Этим и обусловлена тавровая форма сечения несущей консоли тротуара (фиг. 144).

Расстояние между тротуарными консолями равно длине выноса (11,20 м в главном пролете). На консоли опирается продольная наружная тротуарная балка высотой 0,85 м. В промежутках между консолями, поперек тротуарной коробки, устроена железобетонная плита толщиной 8 см.

Для бетона пролетной части принята марка  $R_b = 300 \text{ кг/см}^2$ .

В отношении конструкции главного пролетного строения Хороневского моста следует отметить следующие характерные его особенности:

1. Армирование пролетной части осуществлено арматурой в виде поперечных сеток при допущенном высоком напряжении, достигающем  $222 \text{ кг/см}^2$ .





В процессе производства работ установлено, что применение стальной арматуры обеспечивает наибольшие удобства бетонирования. Никаких дефектов после ввода коста в эксплуатацию в арках обнаружено не было. Таким образом при проектировании арок Хоронского моста был практически решен важный вопрос о наиболее простом и удобном армировании элементов, испытывающих весьма большие сжимающие напряжения.

2. Высокий процент армирования подвесок и балок жесткости и снабжение их наклонными хомутами, обеспечивающими кроме восприятия перерезывающих сил необходимую связь бетона с арматурой при растяжении.

Растягивающая нагрузка бетона в этих элементах достигает  $63 \text{ кг/см}^2$ . Отсутствие каких-либо дефектов в балках жесткости и подвесках является доказательством того, что принятый в данном случае способ армирования позволяет этим элементам безотказно выдерживать большие растягивающие напряжения, значения которых намного превышают допустимые формально в нормах, в частности в нормах НКПС, величиной ( $20 \text{ кг/см}^2$ ). Следует отметить, что указанное ограничение, предусмотренное техническими условиями НКПС, ставит почти непреодолимые препятствия в ведению таких железобетонных конструкций, которые с успехом могут быть осуществлены, значительно расширяя таким образом область применения железобетонных мостов.

3. Принятие специальных мер по сопряжению опорных узлов с плитой проезжей части.

В такой системе простого строения, как арка с балкой жесткости, вполне целесообразно выполнить плиты проезжей части в работу балки жесткости на растяжение с обеспечением необходимой в этих местах связи опорного узла с плитой.

4. Армирование опорного узла в месте примыкания арок и мощное армирование наклонными стержнями.

Эти мероприятия имели следствием отсутствие каких-либо дефектов в рассматриваемом важнейшем элементе простого строения.

5. Незначительность длиной заделки арматуры подвесок в арки (тоже 16—18  $\sigma$  стержней), достигнутой благодаря наличию больших сжимающих напряжений в арках.

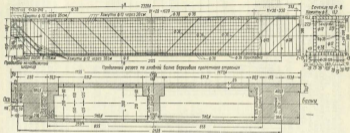
Работа этих узлов также оказалась безупречной.

## 5. БЕРЕГОВЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

Каждое береговое пролетное строение имеет две главные балки, расположенные на продолжении балок жесткости главного пролета. Счетные главные балки и размеры их те же, что и у балок жесткости главного пролета, а расчетный пролет — 21,25 м (фиг. 145). Одни концы главных балок опираются на консоли балок жесткости, другим — на устой моста. Балочная клетка, плита проезжей части и надвое подковообразные пролетные строения такие же, как и в основном пролете. Ширина тротуаров здесь больше, чем в главном пролете (увеличение — за счет ширины главной балки), и достигает 5,25 м.

Армирование главных балок производится стержнями  $d=20$  мм, расположенными в три ряда; отгибы стержней произведены в пределах вертикальных стенок. Вблизи опор основные балки привязаны сплошными и отгибы стержней произведены по всей их ширине.

Для бетона береговых пролетных строений применены марки  $R_{\text{сж}}=300 \text{ кг/см}^2$ .



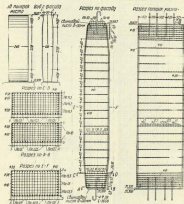
Фиг. 145. Главная балка Бергского пролетного строения.

Примечание 1. Балка измерена в горизонтальном положении, а пролет балки ставится с 2% -ым уклоном. 2. В скобках указаны размеры по вертикали оси верхней балки.

### 3. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

Главный пролет моста опирается непосредственно на четыре каменные стойки (фиг. 146); их поперечные сечения представляют собой прямоугольники, размер которых в средней части равен  $2,40 \times 1,30$  м, а к обоим концам стойки сужается до  $2,40 \times 0,90$  м.

Продольная арматура из круглой стали  $d = 38$  мм поставлена по диаметру поперечного сечения стоек в один ряд (34 стержня на одну стойку). Кроме того стойки армированы поперечными



Фиг. 146. Каменная стойка

стержнями из прутьев  $d = 10$  мм, расставленными по высоте стоек с промежуток в 40 см один от другой.

В местах передних заделок на стойки уложены стальные листы толщиной 30 мм; площадь листа —  $2,40 \times 0,85$  м.

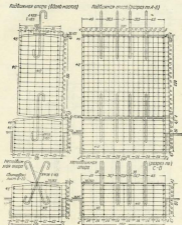
Чтобы избежать оседания опорных стоек, по их оси сверху стальные листы проложены специальные стержни  $d = 38$  мм — по четыре штуки на каждом конце стойки (фиг. 146, разрез поперек моста).

Опирание береговых пролетных строений на консоли затвора осуществляют с помощью продольно-неподвижных шарниров (фиг. 145). Здесь через стальные листы толщиной 30 мм и размером в плане  $2,00 \times 0,30$  м пропущены по осевой линии стальные стержни  $d = 38$  мм в количестве 12 шт. на каждую точку опирания. Число стержней опре-

делано по расчету, произведенному на ветровые и тормозные усилия.

Опирающиеся береговые арматурные строения на устои выполнены таким образом, что на одном устое располагается неподвижная опора, а на другом — подвижная.

Неподвижная опора образована непосредственным опиранием балок на подфермажки устои с помощью стальных анкерных и проушиновых по осевой линии стальных стержней  $d = 38$  мм в количестве 5 стержней на каждую опорную часть.



Фиг. 147. Опорные части береговых арматурных строений.

Подвижные опоры на устое (фиг. 147) выполнены в виде железобетонных валков высотой 2,00 м, прямоугольного в плане сечения  $2,00 \times 1,00$  м. Арматура валков образована продольными вертикальными стержнями  $d = 12$  мм и соединенными с ними сетками из прутьев  $d = 8$  мм. Для предупреждения смещения валков пропущены по осевой линии специальные стержни  $d = 38$  мм, соединяющие валок с подфермажкой и с главной балкой. Кроме того стойки под главной пролетной стрелой, а также крайние валки на устое, которые вместе с стойками обеспечивают продольную подвижность всей системы

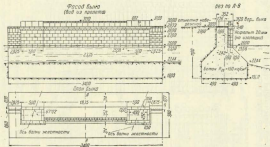


Fig. 145 Fixed base for paper mill.



на трех пролетах, расположены перпендикулярно к продольной оси моста. Все неподвижные шарниры в местах соединения береговых пролетов с главным пролетом расположены по шарнирному косому мосту (параллельно оси канала).

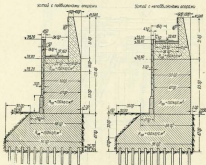
Под всеми опорными частями имеются железобетонные подферменты, армированные сетками.

Для опорных частей применен бетон марки  $R_b = 300 \text{ кг/см}^2$ .

#### 4. ОПОРЫ МОСТА

Главное пролетное строение опирается посредством каменных стоек на массивные балки, заложённые на свайном основании. Высота балок составляет 12,20 м, причем из этого числа 11,00 м находится выше отметки набережных (фиг. 148).

Соответственно условиям опорения отдельных каменных стоек балки армированы как балки на двух опорах с консолями.



Фиг. 151. Поперечные разрезы по передней стенке устоя.

Наружные поверхности балок облицованы приставной облицовкой из гранита чистой тески.

Устой моста — массивные, с обратными стенками, основанные на деревянных сваях  $d = 27 \text{ см}$  (936 свай на каждой устоя). Фундамент имеет довольно значительный вынос как по отношению к передней стенке, так и по отношению к боковым стенкам устоя, вследствие чего непосредственно над головками свай поставлены арматура из стержней  $d = 38 \text{ мм}$  (фиг. 149, 150, 151).

В соответствии с разной высотой опорных частей шафры части устоя отличаются тем, что для устоя с каменной облицовкой вы-





арматуры на условный тройной задел по отношению к временному сопротивлению стали, определенному по формуле:

$$R_{арм} = R + 10a_1 \left( R + \frac{a_2}{2} \sqrt{\frac{100a_3 h}{d}} \right) + a_3 \sqrt{\frac{100a_3 h}{d}},$$

где  $R$  — марка бетона (для арки —  $R_{арк} = 350 \text{ кг/см}^2$ );

$a_1$  — отношение объема продольных стержней к объему бетона;

$a_2$  — отношение объема стоек к объему бетона;

$a_3$  — модуль арматуры, определяемый из условия:

$$a_3 = 9,90 + \frac{(100 \cdot a_2)^2}{2};$$

$h$  — полезный размер элемента;

$d$  — диаметр стержней сетки.

Расчетные данные по сечению арки для напряжения от нормальных сил приведены в табл. 20.

Таблица 20

| № пилы | Нормальная сила в т | Размеры (в т) арки | Количество продольной арматуры | Приведенное армирование |            | Действительная нагрузка в кг/см <sup>2</sup> | Длина арматуры в кг/см <sup>2</sup> |
|--------|---------------------|--------------------|--------------------------------|-------------------------|------------|--|-------------------------------------|
|        |                     |                    |                                | продольного             | косвенного |  |                                     |
| 1-2    | 3072                | 80x300             | 40@11                          | 1,79                    | 2,17       | 176  | 266                                 |
| 2-3    | 3086                |                    |                                | 1,79                    | 2,17       | 177  | 266                                 |
| 3-4    | 3080                |                    |                                | 1,79                    | 2,17       | 181  | 266                                 |
| 4-5    | 3282                |                    |                                | 1,79                    | 2,17       | 188  | 266                                 |
| 5-6    | 3472                |                    |                                | 1,79                    | 2,48       | 208  | 266                                 |

К напряжениям, указанным в табл. 20, добавляются напряжения от изгиба, вызванного собственным весом элементов арки; эти напряжения достигают  $15,5 \text{ кг/см}^2$ . Таким образом наибольшее напряжение в арке имеет величину  $306 + 16 = 322 \text{ кг/см}^2$ .

При расчете балки жесткости последние рассматривались как жестко-пластическая конструкция и работа бетона в ней не учитывалась.

Подбор сечений балок жесткости производится по наибольшему для каждого сечения расходу и моменту изгиба от действия постоянной и временной нагрузок. В табл. 21 приведены соответствующие расчетные данные для расчетных сечений балок жесткости.

Таблица 21

| № сечений балок жесткости | Размер в т | Изгибающий момент в т | Арматура 07-38 мм в т | Напряжения в кг/см <sup>2</sup> |                 |        |
|---------------------------|------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------|--------|
|                           |            |                       |                       | верхней арматуры                | нижней арматуры | сжатые |
| 6                         | 2972       | -1433                 | 296                   | 1628                            | 631             | 21,5   |
| 7                         | 2584       | -1851                 | 348                   | 1328                            | 676             | 9,1    |
|                           | 2798       | -1695                 |                       | 630                             | 1230            |        |
| 8                         | 2752       | -539                  | 361                   | 1180                            | 683             | 3,1    |
|                           | 2629       | +1674                 |                       | 436                             | 1267            |        |
| 9                         | 2736       | +380                  | 358                   | 1050                            | 847             | 4,8    |
|                           | 2445       | +2357                 |                       | 352                             | 1235            |        |
| 4                         | 2905       | +867                  | 366                   | 550                             | 1182            | 3,7    |
|                           | 2729       | +2674                 |                       | 266                             | 1262            |        |

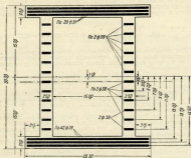
Вследствие отсутствия установленного метода проверки напряжений бетона на растяжение метод этого расчета, примененный для данного моста, иллюстрируется в приводимом ниже примере.

Для сечения, работающего только на действие распора — безгибающего момента (сечение  $I-I$ ), будем иметь следующие расчетные величины:

площадь сечения бетона балки жесткости равна  $\omega_0 = 2,565 \text{ м}^2$ ;

при этом  $\alpha$  и площадь сечения при относительном модуле упругости  $\mu = 10$  и количестве стержней в балке жесткости  $n = 248$  (сечение  $I-I$ ) составляет:

$$\omega_{np} = 2,565 + 10 \cdot 0,001134 \cdot 248 = 2,565 + 2,515 = 5,380 \text{ м}^2,$$



Фиг. 152. Расчетное сечение балки жесткости (по четвертой поддержке).

наибольшая величина распора равна  $M = 2972 \text{ т}$ . Следовательно растягивающее напряжение определится так:

$$\sigma_p = \frac{2972}{5,380} = 552 \text{ т/м}^2 = 55,2 \text{ кг/см}^2.$$

Если определить растягивающие напряжения с учетомгибающего момента, будем иметь следующее для сечений  $f-f$  (фиг. 153):

1) приведенная площадь сечения:

$$\omega_{np} = 2,565 + 10 \cdot 0,001134 \cdot 258 = 2,565 + 2,930 = 5,495 \text{ м}^2;$$

2) приведенный статический момент относительно середины сечения заделки:

$$M_{np} = -664\,000 \text{ см}^3 = -0,664 \text{ м}^3;$$

3) эксцентриситет:

$$e = \frac{S_{cp}}{a_{cp}} = -\frac{0,654}{5,495} = -0,119 \text{ м};$$

4) приведенный момент инерции сечения относительно нейтральной оси:

$$J_{cp} = 7676 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

5) изгибающий момент, приведенный к центру тяжести сечения:

$$M = +2674,6 - 2 \cdot 719 \cdot 0,119 = +1750 \text{ тм}.$$

Если при определении растягивающих напряжений принять только половину изгибающего момента (как это для подобного случая представляется в нормах НКПС), получим следующую величину напряжений<sup>1</sup>:

$$\sigma = \frac{2719}{5,495} + 0,5 \cdot \frac{1750 \cdot 1,381}{7,676} = 495 + 157 = 652 \text{ т/м}^2 = 65,2 \text{ кг/см}^2.$$

При расчете арок была произведена проверка их устойчивости на плоскости ферм с учетом отпорности подвесок, удерживающих арку от бокового выкручивания. Расчет устойчивости был произведен тремя способами:

1) способом Милана-Блейка — с помощью уравнений в конечных разностях, в предположении наличия среды, обладающей жесткой отпорностью, чем дают подвески;

2) способом Тимошенко: а) приближенным для криволинейных полей, так как расчет производится в плане прочности по величинам отпорности средних стоек; б) точным — с учетом переменности сопротивления непрерывной среды;

3) способом Визвелло, более точно учитывающим как действительную отпорность среды, так и геометрические элементы сооружения.

Все три способа показали, что для участков арок при расчете на продольный изгиб составляет величину, меньшую 14-кратной ширины пролета, и следовательно сомнений в боковой устойчивости арок не имеется.

Расчет был произведен на следующие действующие на него основные условия: вес пролетного строения, вес опоры, давление земли со стороны набережной и давление от арочной нагрузки, располагаемой на пролетном строении и на прижим обрушения набережной.

Объемный вес кладки принят равным 24 т/м<sup>3</sup>, а засыпка — 1,7 т/м<sup>3</sup>; угол естественного откоса грунта — 35°. Давление на грунт по подошве опоры составляет:  $p_{max} = 8,53 \text{ кг/см}^2$  и  $p_{min} = 3,12 \text{ кг/см}^2$  (без учета свайного основания); наибольшее давление на свайку  $d = 27 \text{ см}$  составляет 24,5 т.

Коэффициент запаса на сдвиг при коэффициенте сцепления кладки по грунту 0,40 (свай не учитываются) составляет 4,28 и снижается до 2,85 в случае, когда пролетное строение свай не поставлено.

На береговой устой кроме сил, указанных в расчете была действует торсионная сила от арочной нагрузки. При невыгоднейшем случае действия сил на устой расчетом получены следующие напряжения на грунт:  $p_{max} = 8,2 \text{ кг/см}^2$  и  $p_{min} = 1,8 \text{ кг/см}^2$  (без учета свайного основания); наибольшее давление на свайку  $d = 27 \text{ см}$  составляет 21,6 т.

<sup>1</sup> В проекте ТЭ НКПС 1936 г. при расчете напряжений растянутых элементов требуется проверять на совместное действие осевой растягивающей силы и изгибающего момента (полного).

Коэффициент выноса на свайт без учета отпора грунта с передней стороны фундамента получил равным 1,38; с учетом активного давления грунта на переднюю грань фундамента — 1,45.

Опорная реакция крайней опоры стойки на башке составляет 2 406 т. Расчет этой стойки производится на осевое сжатие, без введения коэффициента на продольный изгиб, так как отношение длины стойки к наименьшему поперечному сечению менее 14. Напряжение в сжатой части стойки составляет около 87 кг/см<sup>2</sup>. Напряжения в стальной прокладке равно:

$$\frac{2406000}{85 \cdot 240} = 118 \text{ кг/см}^2.$$

## ГЛАВА IV

### СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТА

Объемы основных работ по сооружению Хорьковского моста характеризуются следующими данными: кубатура бетонной и железобетонной кладки — 18 903 м<sup>3</sup>; вес арматуры — 1 452 т; количество свай в основных башках и устойах — 2 880.

Фактическое начало работ по постройке моста относится к ноябрю 1936 г. В течение ноября и декабря производилась выемка грунта по котловану опор; в декабре 1936 г. и в январе 1937 г. велись свайные работы; с начала января была начата бетонная кладка опор моста. Бетонирование пролетных строений выполнялось в период с конца апреля до середины июня 1937 г. Раскружка и выемка моста, а также начало движения по мосту датированы июлем 1937 г. Таким образом работы по сооружению моста продолжались в общей сложности всего девять месяцев. Для такого исключительного по своей сложности и значительного по объему работ моста это очень короткий и пока не precedented срок.

Бетонное хозяйство строительства Хорьковского моста было мощным и механизированным. Бетонный завод был оборудован четырьмя бетономешалками системы Ринкоп емкостью по 1 000 л и транспортерами для подачи в бункеры песка и гравия, обогрешенных в специальном помещении, расположенном рядом с заводом. Подъезд бетона к блокам осуществлялся транспортерами, которые были установлены в отепленной галлерее, начинавшейся у бетонного завода; общая длина транспортеров достигала 300 м.

Максимального развития бетонные работы достигли во второй половине февраля и в первой половине марта. В этот период изложено 11 800 м<sup>3</sup> бетона, а суточная производительность доведена до 1 160 м<sup>3</sup>.

Для бетонирования пролетных строений применялся бетон с осадкой конуса 18 см. Укладка бетона производилась вибраторами. Следует отметить, что Хорьковский мост является в СССР первым мостом, в котором весь бетон полностью (опоры и пролетные строения) уложен с помощью вибраторов; вместе с тем при бетонировании пролетных строений Хорьковского моста применялись вибраторы отводящие были вызваны переломы на башке жесткий бетон, а являясь средством, обеспечивающим надлежащее распределение и укладку легкого бетона в условиях густого насыщения элементов пролетного строения арматурой; использование вибраторов в подобных случаях вполне целесообразно, так как они в наибольшей степени обеспечивают необходимое количество укладываемого в дело бетона; в частности бетон пролетных строений Хорьковского моста может быть признан исключительным по своему высокому качеству.

Необходимо несколько остановиться на следующем обстоятельстве, имевшем место при сооружении Хорошевского моста.

Основание бьика моста расположено на 6,20 м ниже основания устоа, причем прожектуют между ближайшими границами фундаментов этих опор составляла только 11,8 м. Устройство основания бьика было предположено производить в первую очередь, работая в котловане со шпунтовым ограждением и возводя уровень грунтовых вод с помощью глубинного водопольна. Стремление упростить и ускорить производство работ привело к тому, что свайное основание устоа было исключено до отрывки котлованов бьиков, а сами котлованы бьиков были заложены открытым способом с применением обычного поверхностного водопольна. Такой неосторожный способ производства работ привел к некоторому ослаблению несущей способности грунта в основании устоа.

Действительно, после того как готовые устоа были закончены, в апреле 1937 г. на наружной грани их задних стенок (примерно против центров прорезов котлованов бьиков) было обнаружено по одной вертикальной трещине, идущей от низа фундамента до верха устоа. На обоих устоах трещины имели совершенно одинаковый характер. Наибольшую ширину (20 мм) трещины имели в самом низу опор, а выше они сужались, выклиниваясь на верну опор. Такой же характер эти трещины имели и по задней грани передней стенки.

Зона наибольшего ослабления несущей способности грунта в основании устоа, очевидно, была расположена по линии центров котлованов бьиков. Именно по этому направлению произошел налом передней стенки устоа.

Дальнейшими наблюдениями установлено, что хотя внешние трещины продолжали увеличиваться, но затем стабилизировались. Ввиду этого была произведена цементация трещин и установлена гранитная облицовка. В дальнейшем какого-либо повреждения облицовки не наблюдалось, что характеризует окончание осадок.

Для опор моста была применена пр е с т а в л я я гранитная облицовка. Так как на мостах СССР этот способ установки облицовки до того не применялся, а на Хорошевском мосту он себя хорошо зарекомендовал, то необходимо коротко остановиться на его особенностях.

Проставкой называется облицовка, устанавливаемая после выполнения всей бетонной кладки (т. е. возводимая не по мере усадки бетона, а совершенно независимо от нее). Этот способ установки облицовки обладает большими преимуществами. Известно, что при обычном способе установки облицовки (т. е. одновременно с производством бетонной кладки) усадка бетона ведется с нарушением основных технических условий, так как по каждому шву облицовки приходится делать пере́ры в бетонировании, в результате чего бетонный массив получается неоднородным, многослойным. Кроме того общий темп ведения кладки очень замедляется. В случае же применения приставной облицовки бетонная кладка выполняется в нормальном порядке и обычными темпами, пере́ры возникают только необходимость заделывать в бетон скобы, служащие и дальнейшим для прикрепления облицовки.

Толщина приставной облицовки устоа Хорошевского моста составляет только 25 см; толщина камней была принята в 5 см; таким образом общая толщина облицовочного слоя равна 30 см. Каждый отдельный камень облицовки с помощью двух крючков прикреплялся к скобам, заложанным в бетонную кладку опор.

## РАСКРУЖАЛИВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ МОСТА

## 1. РАСКРУЖАЛИВАНИЕ

В первую очередь освобождалась от подмостей арка главного пролета; в это время вся прокладка части главного пролета и береговые пролеты моста еще оставались на подмостях.

В дальнейшем были установлены два этапа:

- 1) раскружаливание береговых пролетов;
- 2) раскружаливание арочной части главного пролета.

Подмости, примененные для бетонирования моста, были образованы из сплошных рядов стоек, служивших продолжением забитых в землю свай. Стойки подмостей были связаны поперек насадками, на которых располагались раскружаливающие приспособления в виде кобылок. В каждом пролете в первую очередь при раскружаливании освобождалась кобылка, находившаяся под продольными балками, затем — кобылки под поперечными балками; только после этого производилось освобождение кобылок, находившихся под главными балками, причем эта операция в главном пролете производилась с особой тщательностью: кобылки удалялись равномерно по всей длине главного пролета, начиная удаление от середины каждой панели балок жесткости; в последнюю очередь производилось (также равномерно по всему пролету) освобождение кобылок, находившихся под узлами балок жесткости в местах примыкания поперечных балок.

Весь процесс раскружаливания длился 47 ч. 15 м. (включая два перерыва). Первый перерыв был назначен между полным раскружаливанием береговых пролетов и началом раскружаливания основного пролета; продолжительность его — 9 ч. 15 м. Вторым перерывом длительностью 5 ч. 45 м. прерывалась перед освобождением последних кобылок под балками жесткости в местах примыкания к ним поперечных балок.

К концу полного раскружаливания береговых пролетов были зарегистрированы следующие деформации и напряжения:

а) в четверти пролета арочное пролетное строение подвинулось вверх на 0,45—0,48 мм (в середине пролета это пролетное строение не изменяло своего положения);

б) в арках появилось растяжение (порядка 6—18 кг/см<sup>2</sup> в бетоне); в водосках — сжатие (порядка 36—68 кг/см<sup>2</sup> в арматуре).

К концу раскружаливания продольных и поперечных балок главного пролета, когда все пролетное строение поддерживалось только кобылками, находившимися под затяжками, главные фермы среднего пролета уже получали довольно значительную нагрузку.

В этот момент наблюдались следующие деформации и напряжения в конструкции:

а) прогибы в середине пролета балок жесткости достигли величины 10,47 и 9,44 мм;

б) арки начали работать на сжатие (29 кг/см<sup>2</sup> в бетоне); растяжение в нижней арматуре затяжек составляло 67 кг/см<sup>2</sup>.

К концу раскружаливания моста было установлено следующее:

а) прогибы в середине затяжек составили 109,42 и 104,52 мм;

б) сжатие в бетоне арок достигло 98,6 и 126,5 кг/см<sup>2</sup>;

в) растяжение арматуры водосков — 635,5 кг/см<sup>2</sup>;

г) растяжение арматуры в балках жесткости достигло 326,5—382,2 кг/см<sup>2</sup>.

Через 5 час. после полного раскружаливания прогибы балок жесткости возросли на 2,39 и 3,47 мм и достигли 111,71 и 107,99 мм.

Все данные наблюдений при раскружаливании моста свидетельствуют о том, что пролетное строение включалось в работу плавно.

Для оценки измеренных прогибов и напряжений также приведены



При установке № 2 поперечный прогиб в нагруженной четверти пролета составил 3,69 мм (теоретически — соответственно 12,49 мм), отрицательный прогиб ненагруженной четверти был равен 0,89 мм (теоретический 5,11 мм).

Что касается наблюдений во время разгрузки и при испытании совместной работы на растяжение продольных балок и лотков, то наибольшие нагрузки в продольной балке были получены не при установке № 7 на максимальное нагружение собственно продольной балки, а при установке № 4, соответствующей нагружению всего главного пролета.



Фиг. 184. Средний пролет Хорошевского моста.

Динамическое испытание производилось тремя тракторами ЧТЗ весом по 10 т. Тракторы пропускались по середине ширины проезжей части, все вместе, в одну линию по ширине моста, на первой, второй и третьей скоростях.

Амплитуды наблюдавшихся вертикальных колебаний достигли следующих значений:

|   |          |
|---|----------|
| при скорости 3,0 км/час . . . . .             | 4,300 мм |
| "      "      4,2      "      "      "      " | 0,687    |
| "      "      0,9      "      "      "      " | 0,128    |

Динамические прогибы в среднем пролете при тех же скоростях составили (в скобках приведены величины динамического коэффициента):

|  |        |
|--|--------|
| 0,204 мм . . . . .                       | (1,80) |
| 0,208      "      "      "      "      " | (1,81) |
| 0,206      "      "      "      "      " | (1,14) |

Динамические прогибы в четвертой пролета при тех же условиях выражаются следующими значениями:

|                  |                 |
|------------------|-----------------|
| + 0,290 (1,090), | - 0,179 (1,090) |
| + 0,297 (0,981), | - 0,128 (0,720) |
| + 0,206 (0,960), | - 0,117 (0,687) |

Боковые колебания пролетного строения при измерениях с помощью прибора, допускающего увеличение в 24 раза, не были обнаружены. Вид на средний пролет Хорошевского моста представлен на фиг. 154.



# Г. МНЕВНИКОВСКИЙ ШОССЕЙНЫЙ МОСТ

## ГЛАВА I

### ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ МОСТА

Конструкция описываемого моста — балочная, двухколонная, с расчетным пролетом 45,0 м при длине консолей по 18,5 м.

Ширина проезжей части на мосту — 12,0 м; проезды — 2,25 м. Стяжка проезжей части моста определена в соответствии с основными заданными судоходного подмостового габарита. Согласно этому габариту над средней частью проектного строения на протяжении 18 м возмещается над расчетным судоходным горизонтом на 14,0 м; по бокам подмостовой габарит имеет скосы  $5 \times 4$  м.

Общий вид, разрезам и планам моста приведены на фиг. 155. Пролетное строение моста имеет 4 главные балки, расположенные на расстоянии 4,5 м друг от друга. Высота главных балок в середине пролета — 1,3 м, на опорах — 4,36 м; на концах консолей высота главных балок — 1,5 м.

Очертание нижней грани балок выполнено по параболе. Верхняя грань имеет двухсторонний уклон от середины моста к его концам, равный 0,015; в середине пролета на протяжении 30 м эти уклоны сопрягаются по параболе.

Ширина главных балок — переменная. Крайние балки в середине пролета на протяжении 25 м имеют ширину 0,6 м; к опорам ширина их увеличивается до 1,5 м, причем расширение сделано только по внутреннюю сторону, наружная же поверхность балок — с фасада — остается плоской. Ширина средних балок остается неизменной в середине пролета, на участке длиной 15 м, и равна здесь 0,5 м; при этом в нижней части балок для размещения арматуры имеется расширение в виде тавра с шириной полки 0,80 м. На остальном протяжении, к опорам, ширина этих балок увеличивается до 1,0 м. В пределах консолей ширина средних балок убывает от 1,0 м у опоры до 0,6 м на конце консоли (фиг. 155 и 156).

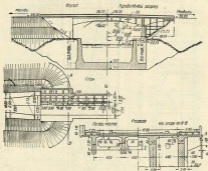
В пределах консолей к пролетному строению подвешены тонкие железобетонные стенки (толщиной 0,10 м); назначение их — декоративное: они придают опорам моста вид массивных устоев. Большая высота этих стенок обусловила необходимость снабжения их ребрами жесткости, устроенными на расстоянии 2—4 м друг от друга; устойчивость в горизонтальном направлении обеспечивается железобетонными связями, размещенными в одной плоскости с поперечными балками и состоящими из горизонтальных раскосов, наклонных подкосов и вертикальных подкосов; посредством подкосов вся система связей между декоративными стенками подвешена к главным балкам. Декоративные стенки на всем своем протяжении подвешены посредством вспомогательной продольной балки к консолям поперечных диафрагм, выпущенных для этой цели в пределах консолей главных балок.

Основная арматура главных балок состоит из стержней  $d = 42$  мм. Диаметр хомутов — 12 мм. Так как высота хомутов сравнительно мала, то на всем протяжении балок поставлено с каждой стороны ребра по два монтажных стержня  $d = 12$  мм. В местах опорения главных балок на опорные части устроены горизонтальные сетки из пяти рядов арматуры  $d = 10$  мм; между сетками установлены вертикальные стержни  $d = 12$  мм (фиг. 157).

Пролетное строение имеет 9 поперечных балок, которые вместе с раскосами и вертикальными ребрами жесткости главных балок образуют диафрагмы, обеспечивающие совместно с плетив проезжей части поперечную жесткость пролетного строения. Высота каждой диафрагмы соответствует высоте главных балок; ширина диафрагм — 0,3 м.

В среднем пролете моста диафрагма расположена через 5,0 м. На консолях, а также на, расстояние между диафрагмами увеличивается до 3,0 м; это вызвано устройством на концах консолей бетонной притурки, разгружающей пролет. Для поддержания бетонной притурки в последнем двух панелях консолей по плану между главной балкой устроены железобетонные планты толщиной 0,35 м.

Основная арматура поперечных балок и распорок состоит из стержней  $d = 13$  мм и  $d = 18$  мм. Диаметры комут — от 6 до 8 мм. Армирование диафрагмы показано на фиг. 158.



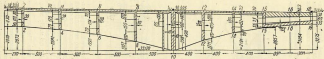
Фиг. 155. План, разрез и разрез Матвеевского моста.

Проложная часть моста состоит из: а) железобетонной планты толщиной 0,18 м, б) слоя тонкого бетона, обеспечивающего необходимый уклон, в) изоляции (три слоя толи по клебмассе), г) защитного слоя, уложенного поверх изоляции, и д) слоя асфальта толщиной 5 см.

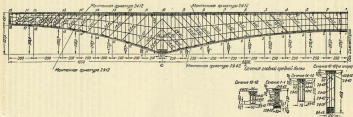
Тротуары вынесены на консоли, выполняются продолжением панты проложной части. На защитный слой этих консолей устанавливаются бетонные бортики, по которым уложены стальные железобетонные тротуарные планты толщиной 6 см и размерами в плане  $1,0 \times 0,8$  м. По верху плит уложен слой асфальта толщиной 2,5 см.

Опорные части — железобетонные, обычного типа. Неводняемые опорные части выполнены в виде подушек, на которые (через свинцовые листы толщиной 40 мм) опираются пролетные строения. Поднятые опорные части устроены в виде каменных или кирпичных наковал. В местах опорных пролетных строений на валке и вальца на подушку проложены свинцовые листы той же толщины, что и исполняемых опорных частей.

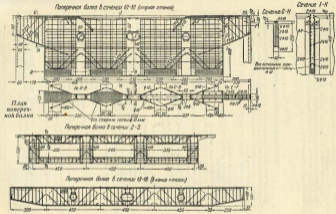
Опоры моста выполнены из бетона в виде быков обычного типа.



Фиг. 156. Разрез кровельного строения по оси симметрии.



Фиг. 157. Архитектура стеклянной (кресной) балки.



Фиг. 156. Армура диафрагмы и поперечных балок.





Расчет опорных частей произведен обычным методом, применяемым к бетонным элементам с косвенным армированием. Давление на стальные прокладки не превышает  $120 \text{ кг/см}^2$ ; напряжение в бетоне равно  $142 \text{ кг/см}^2$ . Напряжение в бетоне, опор по обрезу фундамента составляет  $7,45 \text{ кг/см}^2$ .

Бетонирование пролетного строения производилось по длине моста отдельными секциями. Длина секций от 3 до 7 м. Бетон укладывали одновременно в двух секциях, расположенных симметрично по отношению к середине пролета моста. Между секциями оставались промежутки шириной 2,6 м. Бетонирование шло по мере: в последнюю очередь были залиты промазки над опорами. Укладка бетонной пригрузки на концах консолей производилась без уплотнения и была выполнена после раскручивания консолей.

Для бетонирования пролетного строения были сооружены подмости подкосной системы с опорами из парных стоек. Основанием подмостей в междупорной части служил фанберт шпала, а в пределах консолей — свай.

Раскручивание производилось с помощью стальных кобальков; в первую очередь были раскручены одновременно обе консоли, а затем, после укладки бетонной пригрузки, освобождены подмости в междупорной части. Объемы отдельных видов работ, выполненных по Мининковскому мосту, приведены выше.

## ГЛАВА III

### РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ МОСТА

Испытание моста статической и динамической нагрузкой производилось Мостопыпытательной станцией МАДИ НКВД.

При испытании статической нагрузкой определялись: а) напряжение в арматуре второй главной балки по середине ее пролета; б) напряжение в бетоне второй главной балки у правоберезной (мининковской) опоры (со стороны консоли); в) напряжение в бетоне плиты пролетной части между второй и третьей главными балками по середине их пролета; г) прогибы всех четырех главных балок по середине пролета; д) прогибы правоберезных консолей всех четырех главных балок (в расстоянии 1,6 м от конца консоли).

При испытании динамической нагрузкой определялись: а) прогибы конца консоли и середины пролета второй главной балки; б) вертикальные и боковые колебания пролетного строения на конце консоли и в середине пролета.

Статической испытательной нагрузкой служили 24 автомашины ЗИС; из них 19 весила вместе с грузом по 6,5 т, а остальные — соответственно по 6,0 т. В качестве подвижной нагрузки при динамическом испытании применяли трактор ЧТС весом 10 т, проезжаемый по мосту на первой, второй и третьей скоростях.

Основные результаты испытания статической нагрузкой приведены в табл. 25 и 26.

Как можно усмотреть из табл. 25, действительные (фактически) напряжения в конструкциях оказались значительно ниже расчетных.

Приведенные в табл. 26 значения деформаций показывают, что фактическая жесткость пролетного строения оказалась выше расчетной. Нужно однако заметить, что при расчете принята модуль упругости бетона  $E_b = 210\,000 \text{ кг/см}^2$ , тогда как для бетона  $R_b = 210 \text{ кг/см}^2$  (на которого фактически выполнялось пролетное строение) следовало бы принять  $E_b = 300\,000 \text{ кг/см}^2$ . Замеренные при динамическом испытании прогибы консоли достигали следующих значений:

|          |   |
|----------|---|
| 6,816 мм | при проезде трактора на первой скорости |
| 6,816 "  | " " " " " " " " " " " "                 |
| " " "    | " " " " " " " " " " " "                 |
| " " "    | " " " " " " " " " " " "                 |

Таблица 29

| Наименование напряжения<br>и моменты   | Расположение<br>нагрузки   | Измеренное<br>напряжение<br>в кг/см <sup>2</sup> | Теоретическое<br>напряжение от<br>пятих нагрузок<br>на в кг/см <sup>2</sup> | Отношение<br>измеренного<br>напряжения к<br>расчетной |
|--|--|--|---|---|
|  |  |  |   |   |
| Напряжения в арматуре по середине пролета второй главной балки   | При загрузке пролета . . . . .   | 21,4   | 360   | 0,59  |
| Напряжения в бетоне второй главной балки у правого торца опоры   | При загрузке консоли . . . . .   | 2,7  | 7,65  | 0,354   |
| Напряжения в бетоне плиты проезжей части между второй и третьей главными балками по середине на пролетах | При расположении нагрузки в середине длины плиты в одного из этих случаев по середине между главными балками . . . . . | 6,1  | 8,35  | —   |

Боковыми колебаниями консоли, а также боковыми и вертикальными колебаниями в середине пролета приборы не зафиксировали.

Таблица 30

| Наименование деформаций  | Главная балка                         |        |        |           |      |
|--|---------------------------------------|--------|--------|-----------|------|
|  | первая<br>(вторая)                    | вторая | третья | четвертая |      |
| Прогибы в середине пролета (в мм):   |                                       |        |        |           |      |
| а) полевой . . . . .   | } (для случая<br>нагрузки<br>пролета) | 0,08   | 0,53   | 0,58      | 0,45 |
| б) оплеточный . . . . .  |                                       | 0,00   | 0,50   | 0,57      | 0,30 |
| в) уртовой . . . . .   |                                       | 0,08   | 0,43   | 0,50      | 0,25 |
| г) теоретический (от расчетной нагрузки)                                     |                                       | —      | 22,4   | —         | —    |
| д) соотношение измеренного и теоретического прогибов (0,43 : 22,4) . . . . . | —                                     | 0,02   | —      | —         |      |
| Прогибы конца консоли (в мм):  |                                       |        |        |           |      |
| а) вертикальный статический (для случая нагрузки пролета) . . . . .          | —0,4                                  | —0,36  | —0,34  | —0,32     |      |
| б) полевой вертикальный . . . . .  | } (для случая<br>нагрузки<br>консоли) | 0,45   | 0,46   | 0,40      | 0,32 |
| в) оплеточный вертикальный . . . . .   |                                       | 0,09   | 0,09   | 0,06      | 0,05 |
| г) уртовой вертикальный . . . . .  |                                       | 0,30   | 0,37   | 0,34      | 0,37 |
| д) теоретический (от расчетной нагрузки)                                     |                                       | —      | 14,3   | —         | —    |
| е) соотношение измеренного и теоретического прогибов (0,37 : 14,3) . . . . . | —                                     | 0,026  | —      | —         |      |

В заключение следует отметить, что на осуществленных в СССР железобетонных балочных мостовых конструкциях мостового типа № 9 (Карамышевского спрямления Москва-река) мост на Машиновском шоссе является наибольшим по своему пролету. Постройка этого моста показывает возможность перекрытия, где это необходимо, значительных пролетов железобетонными балочными мостами.



В двух случаях пересечение канала железными дорогами осуществлено посредством пропуска трассы этих дорог в туннелях, сооруженных под каналом. Такие туннели построены: 1) на дороге, соединяющей шоссе Москва—Дмитров с Заволжским районом, и 2) на Волоколамском шоссе, в районе Покровского-Гасбова.

Выбор туннельного варианта был обусловлен специфическими для каждого из этих пересечений соотношениями.

ГЛАВА I

ТУННЕЛЬ ПОД ПЕРВЫМ ВОЛЖСКИМ ШЛЕЗОМ

1. ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ СООРУЖЕНИЯ

Реконструкция Дмитровского шоссе и постройка дороги вдоль канала от Дмитрова до Волги дали возможность установить непосредственную связь прилегающих к Волге районов со столицей СССР.

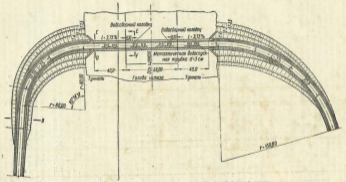
Так как по условиям эксплуатации плотина на Волге необходимо было устроить во ней проезд, то оказалось целесообразным заодно использовать этот проезд и для общей транспортной связи между обоими берегами реки. Однако левую сторону Волги вместе с расположенными здесь земляной и бетонной плотинами отрезал от правой стороны реки соединяющей обе бьефа плотина верхней волжской плотины. Поэтому для использования дериватов во плотины для связи между берегами реки требовалось пересечь эту железный шлюз мостом или туннелем. Как указывалось выше, пересечение это было осуществлено с помощью туннеля.

Характерная для этого решения является то, что при 146-м длине туннеля лишь на конечных его участках, общая длина которых равна 80 м, потребовалось устройство специального искусственного сооружения (железобетонного свода), на остальном же протяжении (66 м), а именно в средней части, туннель проходит в массиве головы шлюза.

Это обстоятельство явилось решающим при выборе варианта пересечения, так как создавало большие преимущества туннеля перед мостом.

Как это следует из вышерассказанного, волжский туннель подразделяется на три части: два крайних участка длиной по 40,0 м, представляющих собой железобетонные штольни сводчатого типа, и среднюю часть, расположенную в толще головы шлюза (фиг. 156). Каждая штольня состоит из пяти звеньев по 8 м длиной. Ширина туннеля в сечении одинакова по всей длине туннеля и равна 8,0 м (проходная часть 6,0 м и два тротуара по 1,0 м); полная высота туннеля в сечении для крайних участков равна 6,2 м (фиг. 156).

Туннель расположен на правой. Подходы устроены в вышках на кривых радиусом 80 и 150 м (фиг. 156). Полотно подходов имеет уклон



Фиг. 100. План сечения трубопровода с мембранной оболочкой и спиральными обмотками.

к туннелю. Для отвода воды на штолеи просеваемой части туннеля приданы поперечный уклон в 2% и продольный в 3,75%.

В потерне головы штоля имеются местные уклоны водосточных канав. В штольнях и потерне эти канавы устроены закрытыми, под тротуарами. Вся вода, собираемая с выходов подходов, и вода, фильтрующаяся в пределах штолей и потерны, поступает в специально устроенные (в пределах потерны) водосборные колоды, откуда уже с помощью стационарной насосной установки удаляется из туннеля.

Широта земляного полотна подходов к туннелю в пределах вывоза равна 8,0 м.

## 2. КОНСТРУКЦИЯ, РАСЧЕТЫ И МАТЕРИАЛЫ

Потолком потерны является железобетонная плита толщиной от 1,46 до 2,07 м, служащая одновременно фальшбетон шарнирных коротких штолов (фиг. 161). Поверхность потолка потерны снаружи водосборными желобками, расположенными на расстоянии 10 см друг от друга и направленными перпендикулярно к оси потерны. Поверх потолка потерны имеются гидроизоляция на битумных матах и термосоизоляция из торфопелле и легкого фибролита с внешней стороны по сетке Рабица. Кроме этого для достижения максимальной водонепроницаемости бетона произведена цементация потолка потерны, благодаря чему фильтрация через него почти отсутствует.

Между головой штола и штольней, в таске между 8-метровыми звеньями самих штолей устроены температурно-осадочные швы.

В верхней части штольни устроены поперечный железобетонный свод, внутренняя и наружная образующие которого очерчены по окружностям различных радиусов. Толщина свода в записе у первых трех штолей, примыкающих к штолу, равна 0,7 м, а у остальных двух — 0,5 м.

Нижняя часть каждой штольни сделана в виде массивной железобетонной плиты, толщина которой в первых трех звеньях равна 2,0 м, а в остальных двух — 1,8 м.

Расчет штольни произведен способом, обычно применяемым для свода с заданными потоками. Для бетона туннеля принята марка  $R_{bt} = 110 \text{ кг/см}^2$ . Максимальные напряжения в арматуре достигают  $1305 \text{ кг/см}^2$ , в бетоне — примерно  $50 \text{ кг/см}^2$ .

Основная арматура свода состоит из стержней  $d = 12$  и  $d = 25$  мм (фиг. 162).

Температурно-осадочные швы перекрыты гидроизоляцией на битумных матах; по наружному и внутреннему периметру шва проложены гидронные шпунты.

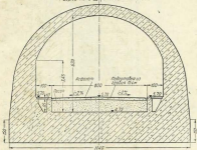
Свод штольни с наружной стороны прокрашен битумом и покрыт четырьмя слоями битумных матов. Поверх изоляции уложены сутяжки с уплотнением не ниже 100%, а над сутяжками — дренажный слой из песка для отвода воды.

Отверстия туннеля выполнены из железобетона по типу надлонных подкравных стенок с расположением в плане под углом  $45^\circ$  к оси туннеля.

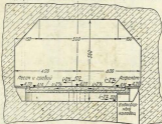
Прозелек часть в самом туннеле покрыта асфальтом (толщиной 2 см) с основанием из слоя песка толщиной 0,8 м и каменного выколака слоем 0,15 м, поверх которого уложена бетонная подготовка толщиной 0,15 м.

В вывесах на подходах прозелек часть имеет ширину 6,0 м и состоит из основания в виде трапециевидного слоя в 0,10 м, по которому уложен пахляк толщиной 0,15 м, и собственной горы прозелек части, образуемой слоем гравия толщиной 0,10 м и гидроизолированным покрыв-

Разрез по Г-В (в начале тоннеля)



Разрез по Г-Г' (в пределах свода шпанделя в месте дальнейшей проходки)



Фиг. 908. Поперечный разрез туннеля.

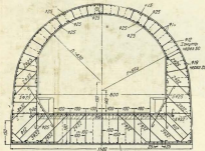


тнем толщиной 5 см. Откосы канав в выемке укреплены монолитом в слое грунта (фиг. 163).

При сооружении туннеля и подходов к нему выполнены следующие объемы основных работ:

|                                    |   |                       |                       |          |          |
|------------------------------------|---|-----------------------|-----------------------|----------|----------|
| 1) во железных работах             | { <table border="0"> <tr> <td>закладка</td> <td>27 900 м<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>капитель</td> <td>24 900 "</td> </tr> </table> | закладка              | 27 900 м <sup>3</sup> | капитель | 24 900 " |
| закладка                           |   | 27 900 м <sup>3</sup> |                       |          |          |
| капитель                           | 24 900 "  |                       |                       |          |          |
| 2) бетонных и железобетонных работ | 5 000 "   |                       |                       |          |          |
| 3) земляных работ                  | 4 000 м <sup>3</sup>  |                       |                       |          |          |
| 4) " " " "                         | 29 180 "  |                       |                       |          |          |

Общий вид туннеля и внутренний вид его представлены на фиг. 164 и 165<sup>1</sup>.



Фиг. 162. Поперечное устройство туннеля.

## ГЛАВА II

### ТУННЕЛЬ НА ВОЛОКОЛАМСКОМ ШОССЕ

#### 1. ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ СООРУЖЕНИЯ

В месте своего пересечения с каналом Москва—Волга Волоколамское шоссе пропущено через туннель под каналом. Решение это выдано наиболее удобным не только для частной задачи пересечения шоссе с каналом, но и с точки зрения общей компоновки всего сложного узла сооружений, расположенных в этом месте.

Туннель построен на отвале шоссе, что позволяло спланировать и даже несколько сократить трассу шоссе на переустроенном участке. Подходы к туннелю располагаются в небольших выемках, достигающих с московской стороны 4 м, а с волоколамской — 1 м, а выходящих 3% -ные уклоны к туннелю, которые сменяются затем до 1%.

На протяжении 10 м с каждой стороны туннеля, а также и в самом туннеле полотно проезжей части придает продольный уклон в 0,5%.

<sup>1</sup> См. также раздел «Шоссе» в книге главы «Путевые сооружения».



Полная длина туннеля между лицевыми стенками — 150,0 м.

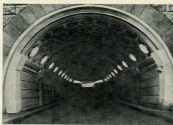
Туннель состоит из восьми продольных звеньев, разделенных скользящими температурно-осадочными швами (фиг. 166).

Длина наиболее нагруженных звеньев (расположенных под дамбами канала) — 19,0 м, а наименее нагруженных (расположенных под самим каналом) — 21,0 м; промежуточные между ними звенья имеют длину 15,0 м; крайнее звено (прямостоящее к оголовку) имеет полную длину: с московской стороны — 21,0 м, а с волоколамской — 19,0 м.

Откосы насыпи канала в месте пересечения с туннелем приняты пологими с уклоном 1:3 и 1:4. Поэтому ограничивающие туннель оголовки имеют вертикальные стены. Оголовки массивные из бетона марки  $R_b = 90 \text{ кг/см}^2$ . Для увеличения устойчивости оголовков их передней грани на высоту 3,45 м от обреза фундамента предан треугольный выступ с уклоном 1:2,4. Обрез фундамента оголовков рас-



Фиг. 164. Общий вид туннеля под каналом № 11.



Фиг. 165. Внутренний вид туннеля под каналом № 11.

положен на уровне садового пола. Поперку оголовка поставлен вариант высотой 0,86 м и толщиной 0,40 м, за которым устроена горизонтальная площадка шириной 1,0 м. Задняя грань оголовка имеет уклон 1:4. Полная высота оголовка — 7,89 м, полная ширина его поперку — 4,0 м.





Фиг. 105. Продольный разрез туннеля на уровне Волоколамского шоссе в районе Москва-Волоколамск.

Для обеспечения надежности осадки оголовков и соседних звеньев туннеля они разделены вертикальными швами. В северной части правого московского откоса на длине 3,0 м вследствие невозможности устройства искусственного песчаного основания забиты 76 деревянных свай на глубину до 4,5 м.

Передняя грань самого туннеля также имеет треугольный выступ и снабжена юзиромом, соответствующим параметру оголовка.

Шоссе пересекает канал в переходной части от шлева к нормальному сечению канала; таким образом одна из дамб канала не перпендикулярна к оси туннеля, оголовок же расположен перпендикулярно к его оси. Для того чтобы оба оголовка с фасада были симметричными, пологость откосов над ними выложена несколько отклоняющейся от нормальной.

Вследствие расположения туннеля в будущем в пределах большой Москвы при его сооружении было уместно особенно усилить городского движения, в частности невозможность пропуска в будущем трамвая.

В соответствии с этим туннель построен двухсекционным (фиг. 107), что лучше обеспечивает также и безопасность движения по туннелю. Ширина прохода в каждой секции равна 6,5 м, прогута — 1,5 м; ширина предохранительной колески — 0,25 м. Полная ширина каждой секции в свету составляет таким образом 8,25 м. Высота в свету равна 4,75 м.

**2. ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ И УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ**

При геологических исследованиях в основании туннеля была обнаружена слой тонкой, серой, известной суглики мощностью от 5 м с московской стороны и до 1—1,5 м со стороны Волоколамска. Нижние слои суглики залегают на глубину от 4 до 2 м равномерно вися, переходящие в предельно суглики, подстилаемые мощным слоем корякх глин.

Лабораторными исследованиями верхних известных сугликов и испытаниями на под шпалом устанавливались весьма низкие показатели их несущей способности. Поэтому указанные суглики были удалены на основании сооружения и заменены качественными песками, которые уплотнялись тоннами слоями и уплотнялись до 100%ного уплотнения.

Чтобы избежать большого расхождения между величинами осадки тун-

иля и дамб канала, искусственное основание решено было устроить на площади большей, чем та, которая расположена под самим туннелем. С этой же целью котловану, открытому под искусственное основание, приданы пологие откосы (1:3).

На небольшом участке, где выходы старого шеста банно-подхода в трассе туннеля (фиг. 16), был вымощен асфальт изнутри котлована. Впоследствии после перевода движения в этой части был открыт с откосами нормальный котлован и устроено искусственное основание.

Поверх искусственного основания уложена бетонная плита толщиной 0,32 м, служащая подготовкой для рам туннеля. Подушка выполнена из бетона  $R_{сж} = 90 \text{ кг/см}^2$ .

### 3. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ ТУННЕЛЯ

В поперечном сечении туннель представляет собой двухарочную железобетонную рамную раму (фиг. 167 и 168). Для облегчения производства работ размеры рам во всех звеньях сообразны одинаковым.



Фиг. 167. Поперечный разрез туннеля

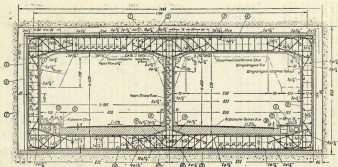
Величина пролета рамы в свету — 8,37 м; высота рамы в свету — 5,39 м. Толщина ригеля составляет 1,00 м; толщина крайних стенок туннеля равна 0,70 м, толщина средней стенки — 0,50 м. В углах рамы кривоизогнуты размерами 0,90 × 0,30 м. Подвое выложено в туннеле и на подходах устроено из асфальтобетона толщиной 8 см (два слоя по 4 см), подложку придан поперечный уклон в 2%. Тротуары покрыты литым асфальтом в один слой толщиной 3 см. Бордюрные камни у тротуара в продольнопоперечной полоске сделаны из гранита размером 15 × 28 см.

Расчетная временная нагрузка туннеля принята по схеме  $H_{20}$ .

Расчет отдельных звеньев рам туннеля производится для трех типов нагрузок, соответствующих расположению звеньев относительно сечения канала, а именно: 1) для наиболее нагруженных звеньев № 1, расположенных под дамбами канала; 2) для наименее нагруженных обочинных звеньев № 2, находящихся под дугой канала; 3) для промежуточных звеньев № 3, расположенных под откосом канала.

Каждая рама рассчитана при следующих двух допущениях: 1) сопротивление давлению земли на нижней ригель распределено равномерно и 2) основание предполагается упругим. В каждом случае условия определялись как с учетом горизонтального давления земли, так и без него вследствие неопределенности самого давления и возможности прекращаться его или по крайней мере значительного затухания после того, как грунт сдвинется.

Действие временной нагрузки на элементы рамы совершенно точно и согласно произведенным подсчетам составляет всего лишь



Сек. 108. Поперечное сечение туннеля:

1—стержень из стальной трубы 114 (размер) от 5 до 6 м для фиксации поперечного сечения туннеля; 2—предварительный свай (опора на донной части) туннеля; 3—свая; 4—свая; 5—свая; 6—свая; 7—свая; 8—свая; 9—свая; 10—свая; 11—свая; 12—свая; 13—свая; 14—свая; 15—свая; 16—свая; 17—свая; 18—свая; 19—свая; 20—свая.

0,2% от полного усилия (могибающего момента), а потому временная нагрузка учитывалась лишь при расчете основания.

Чтобы создать некоторый запас на случай зыбкости грунта, пришлось внутри туннеля, на всем его протяжении, уложить слой бетона толщиной 0,40 м, увеличивающийся к средней стенке до 0,53 м.

Подбор сечений рамы произведен по минимальнодопускаемому на всех предположительных комбинациях загрузки. Для упрощения конструкции в большинстве мест произведена замена верхних и нижних ригелей, а также верхних и нижних поперечных стоек арматурой одинакового (фиг. 168). Если исходить из предположения о равномерности реактивного давления земан в основании, такой способ армирования почти точно соответствует фактически действующим условиям; если же учесть еще и упругость основания, то нижний ригель получает при этом армирование несколько ардументный запас прочности.

Для обеспечения прочности конструкции на случай возможных терколов принято двойное армирование рам.

В ригелях и в стенках проверено по одиннадцати сечениям: в ригеле — приблизительно через 110 см, а в стенках — через 80 см. Это дало возможность наиболее рационально и правильно расположить отбиты.

Рабочая арматура везде принята  $d = 32$  мм (1¼"). Распределительная арматура выполнена из стержней различных диаметров: 32, 16 и 10 мм; хомуты имеют диаметры 10 и 8 см и поставлены в среднем через 40 см.

В табл. 27 приведены расчетные значения моментов  $M$ , поперечных сил  $Q$ , продольных сил  $N$  и напряжений в раме (полученные без учета упругости основания). Что касается приведенных в этой же таблице значений давления на грунт, то они получены при учете упругости основания и при коэффициенте постели  $K = 10$ .

Так как звенья туннеля имеют одинаковые сечения рам, но загрузки и различные условия, то для достижения по возможности одинакового их армирования приняты две марки бетона: в нагруженных и промежуточных звеньях принята марка бетона  $R_{сж} = 170$  кг/см<sup>2</sup>, в облегченных — марка  $R_{сж} = 130$  кг/см<sup>2</sup>. Средний процент армирования рам, если учесть и распределительную арматуру, выражается следующими значениями: для тяжело нагруженных рам — 2,4%; для промежуточных — 2,2%; для облегченных — 1,83%.

Оголовки рассчитаны как подпорные стенки, напряжения проверены по основанию и обресту фундамента и по середине высоты стенки.

Максимальное напряжение по основанию составляет 2,30 кг/см<sup>2</sup>; соответствующее ему минимальное напряжение равно 0,75 кг/см<sup>2</sup>. Коэффициенты устойчивости приняты следующие: на опрокидывание  $K_0 = 2,44$ ; на сдвиг  $K_1 = 1,80$ .

Максимальное напряжение сжатия в бетоне по обресту фундамента составляет 2,05 кг/см<sup>2</sup>, максимальное напряжение растяжения в бетоне на половине высоты стенки равно 0,24 кг/см<sup>2</sup>.

#### 4. ИЗОЛЯЦИЯ ТУННЕЛЯ, ОТВОД ВОДЫ, ОСВЕЩЕНИЕ И ВЕНТИЛЯЦИЯ

Изоляция туннеля принята та же, что и в туннелях первой очереди московского метрополитена, т. е. четыре слоя рубероида по клебмассе общей толщиной около 2 см.

Изоляция по дну туннеля уложена непосредственно на фундаментную подушку и состоит из четырех слоев рубероида по клебмассе. В местах пересечения швов, на протяжении 2 м в каждую сторону, изоляция выполнена из двух слоев рубероида по клебмассе и двух слоев мешковины, проваренной также в клебмассе (фиг. 169). Поверх изоляции уложен компенсатор из двух вогнутых металлических листов, обернутых во избежание повреждения изоляции и мешковину в превращенных к обоим примыкающим по

| Наименование категории          | Мл<br>стоимость | С. рента капитализованной<br>заплата |        |        |       |       |        | Величина рента капитализованной<br>заплата |        |      | Дивиденды<br>на акцию<br>в рубл<br>в год | Направление в рубл |                |                |
|---------------------------------|-----------------|--------------------------------------|--------|--------|-------|-------|--------|--|--------|------|--|--------------------|----------------|----------------|
|                                 |                 | M                                    |        | N      |       | P     |        | M  | Q      | R    |  | бюджет             | спон-<br>сизма | спон-<br>сизма |
|                                 |                 | в год                                | в %    | в год  | в %   | в год | в %    | в год                                      | в %    |      |  |                    |                |                |
| Итого рента (рубл) <sup>1</sup> | 0               | -54,1                                | +30,2  | +34,3  | +34,3 | +34,3 | -26,8  | +73,6                                      | 0      | 0,01 | 37,2                                     | 609                | 4,35           |                |
| • • • • •                       | 1               | -29,8                                | +31,8  | +34,3  | +34,3 | +34,3 | -1,7   | +67,3                                      | 0      | 3,32 | 11,7                                     | 318                | 2,37           |                |
| • • • • •                       | 2               | -78,4                                | +52,8  | +34,3  | +34,3 | +34,3 | +33,1  | +48,3                                      | 0      | 2,80 | 38,9                                     | 1311               | 1,82           |                |
| • • • • •                       | 3               | -70,9                                | 0      | +34,3  | +34,3 | +34,3 | +30,1  | 0  | 0      | 3,48 | 58,7                                     | 156                | —              |                |
| • • • • •                       | 4               | -74,9                                | 0      | +34,3  | +34,3 | +34,3 | +30,1  | 0  | 0      | 3,18 | 61,4                                     | 140                | —              |                |
| • • • • •                       | 5               | -88,9                                | 0      | +34,3  | +34,3 | +34,3 | +30,1  | 0  | 0      | 2,17 | 61,7                                     | 120                | —              |                |
| • • • • •                       | 6               | -62,1                                | 0      | +34,3  | +34,3 | +34,3 | +30,1  | 0  | 0      | 2,38 | 64,8                                     | 134                | —              |                |
| • • • • •                       | 7               | -8,7                                 | 0      | +34,3  | +34,3 | +34,3 | +1,7   | 0  | 0      | 3,72 | 11,9                                     | 347                | —              |                |
| • • • • •                       | 8               | -70,5                                | -20,5  | +34,3  | +34,3 | +34,3 | -18,3  | -82,6                                      | 0      | 3,08 | 53,7                                     | 121                | 11,57          |                |
| • • • • •                       | 9               | -124,4                               | -122,3 | +34,3  | +34,3 | +34,3 | -108,4 | -127,1                                     | 0      | 3,28 | 53,9                                     | 1267               | 7,28           |                |
| • • • • •                       | 10              | -100,7                               | -107,8 | +34,3  | +34,3 | +34,3 | -100,8 | -122,4                                     | 0      | 3,37 | 60,3                                     | 1204               | 7,48           |                |
| Крытая аренда <sup>2</sup>      | 0               | -54,1                                | +34,3  | +79,3  | +79,3 | +79,3 | -26,6  | 0  | +74,6  | —    | 65,3                                     | 1088               | 3,8            |                |
| • • • • •                       | 1               | -20,5                                | +20,5  | +79,3  | +79,3 | +79,3 | -26,6  | 0  | +74,6  | —    | 53,9                                     | 785                | 1,79           |                |
| • • • • •                       | 2               | -20,0                                | +20,7  | +79,3  | +79,3 | +79,3 | -26,6  | 0  | +74,6  | —    | 62,1                                     | 822                | 3,25           |                |
| • • • • •                       | 3               | -14,8                                | 0      | +79,3  | +79,3 | +79,3 | -26,6  | 0  | +74,6  | —    | 48,8                                     | 711                | —              |                |
| • • • • •                       | 4               | -8,7                                 | 0      | +79,3  | +79,3 | +79,3 | -26,6  | 0  | +74,6  | —    | —  | —                  | —              |                |
| • • • • •                       | 5               | -4,8                                 | 0      | +79,3  | +79,3 | +79,3 | -26,6  | 0  | +74,6  | —    | —  | —                  | —              |                |
| Средняя ставка                  | —               | +18,1                                | 0      | +218,8 | +19,4 | +19,4 | +19,4  | 0  | +224,8 | —    | 65,3                                     | —                  | —              |                |

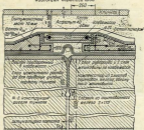
<sup>1</sup> Ввиду особенностей ренты в натуре рента и арендные в натуре ренты даны только для одной ставки ренты (в % от цены акций и от цены stocks).

<sup>2</sup> Для крытой ставки ренты рента в натуре дана по порядку на основе (за процент, указанной ставкой).

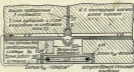
шну является туннелем. Шов выполняется сверху войлоком, проваренным в клеевой массе. Между компенсатором и изоляционным слоем уложен вагон по рубероиду, который наполнен клеевой массой. Изоляция пола покрыта асбестовым слоем из асбестового раствора толщиной 5 см.

Изоляция потолка выполнена тонким устройством следующим образом: рубероид в четыре слоя по клеевой массе покрыт защитным слоем 10-см-слоем бетона, армированного двойной проволочной сеткой. Выше защитного слоя уложен битумнобитумный мат толщиной 1 см, а над матом 4-см слой асфальта; над асфальтом устроена песчаная засыпка, а поверх нее проведено укрепление для шпала. Чтобы предотвратить фильтрацию, изоляционный слой из битумнобитумного мата продолжен за пределы туннеля, где он укладывается на глубокое железобетонное перекрытие, примыкающее с боков к железобетонному защитному слою. В месте примыкания гибкого перекрытия устроена битумнобитумная прокладка 10 × 10 см. За пределами средних диаметра защитный железобе-

Строение железобетонного пола



Строение потолка шпала



Строение железобетонного пола



Фиг. 208. Шпалы железобетонного и бетонного пола

тонный слой над туннелем покрыт на восточной засыпкой, а слоем глины толщиной 50 см.

Настоящая оболочка туннеля уложена на цементной стяжке, достигающей на оси туннеля толщиной 8 см и сходящей к бокам на-вост. Оболочка состоит из двух слоев рубероида по клебемассе и двух слоев железобетона, проваренной и клебемассе. В швах имеется металлический компенсатор с расщепленным над ним валком из рубероида. Все пространство над боковой оболочкой, образованной с помощью валка, заполняется клебемассой и сверху прикрывается съемной железобетонной плиткой.



Фиг. 176. Внутренний вид туннеля на Волоколамском шоссе.

Стены туннеля изолируются четырьмя слоями рубероида по клебемассе. Концы оболочек выносятся в боковой шов. Кроме металлического листа, обернутого в рубероид и прикрывающего шов, имеется еще лист, закрывающий прямоугольную битуминозную шпелю внутри шва. В швах верхнего

ригеля и боковых стен устраиваются для отвода влаги просачиваться воды слезники из оцинкованного железа, вмонтированного в виде желоба. Из слезников вода отводится специальными трубами в водоотводные каналы, расположенные под тротуарами. Настоящие боковые слезы туннеля привалка бетонными камнями толщиной 26 и 15 см, а у сваях швов — съемными железобетонными плитками. Пазухи между откосами подготовлены и бетонными плитками забиты глиной. После заполнения швов в туннеле возникла фильтрация, которая прекратилась после устранения дефектов в оболочке, вызванных, поведомству, большим, чем предполагалось по проекту, осадками.

Отвод воды по выемке московского подхода к туннелю осуществляется при помощи колонов глубиной 0,6 м и шириной (по дну) 0,40 м. На этих колонах вода поступает в специальные каналы шириной 0,40 м, расположенные под обоими тротуарами туннеля. По выходе из каналов туннеля вода колонами направляется в новое русло р. Кавын.

С садового полотна внутри туннеля вода (благодаря наклону в полете поперечного уклона) стекает в водоотводные каналы через воронки, которые снабжены решетками и размещены в лотках, устроенных вдоль тротуаров во всех звеньях туннеля. Для облегчения осмотра и операций по очистке водоотводных каналов железобетонные тротуарные плиты над этими каналами устроены съемными; ширина плит — 80 см, толщина их — 8 см.

Водоотводные каналы изолированы двумя слоями рубероида по клебемассе, сверху оболочка устроена цементная стяжка.

Освещение в туннеле осуществляется с помощью круглых



Фиг. 177. Общий вид туннеля на Волоколамском шоссе.

вентиляторов, расположенных на стенах под потолком, по обеим сторонам каждого пролета туннеля.

Для получения яркого, но рассеянного света вентиляторы снабжены светлыми выпуклыми молочными стеклами (фиг. 170).

Вследствие прямолинейности и сравнительно небольшой протяженности туннеля оборудование его искусственной вентиляцией не представлялось необходимым, и в процессе сооружения туннеля решено было ее не устраивать. Эксплуатация туннеля полностью подтвердила правильность такого решения.

Проводки в туннеле городского подземного хозяйства осуществляют водобезопасность тротуаров, для чего рядом с водоотводными канавами устроено по одному специальному каналу, перекрытому сверху железобетонными стланными плитами толщиной 8 см (фиг. 167). В каждом канале — 2 трубы.

Общий вид готового сооружения показан на фиг. 171.

Все работы по сооружению туннеля проводили в течение 15 месяцев. Объем основных работ приведен в табл. 28.

Таблица 28

| Наименование работ    | По туннелю               | По дамбам                 | Итого                     |
|-----------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Валы                  | 50,8 тыс. м <sup>3</sup> | 45,28 тыс. м <sup>3</sup> | 96,08 тыс. м <sup>3</sup> |
| Насыпи                | 31,35 " "                | 8,88 " "                  | 40,23 " "                 |
| Бетон и железобетон   | 12,80 " "                | 0,88 " "                  | 13,68 " "                 |
| Кирпичные кладки      | —                        | 1,50 тыс. м <sup>3</sup>  | 1,50 тыс. м <sup>3</sup>  |
| Кирпичная оштукатурка | —                        | 9,48 " "                  | 9,48 " "                  |
| Прочие работы         | —                        | 12,12 " "                 | 12,12 " "                 |

### 2. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ

Ввиду того что осадки туннеля имеют существенное значение с точки зрения сохранности гидромашин, с 30 июня 1936 г. были организованы тщательные наблюдения за этими осадками.

Абсолютные величины осадок и моменты их с течением времени представляются на графиках фиг. 172 и в табл. 29.

На табл. 29 и графиках на фиг. 172 следует, что осадка туннеля во времени происходила неравномерно.

После окончания постройки туннеля и отсыпки дамб, к весне 1937 г., установилась некоторая средняя интенсивность осадки, различная для разных месяцев.

В процессе наводнения канала вследствие усиления нагрузки соответственно увеличилась интенсивность осадки, причем допущенная интенсивность продолжалась в среднем около месяца. Средняя осадка туннеля за это время составляла 21,4 мм в месяц.

В последующий период осадка стала затухать; так, за 5 месяцев, с мая по октябрь 1937 г., средняя интенсивность осадки составляла уже только 3,45 мм в месяц.

По длине туннеля осадка также изменяется неравномерно, а именно:

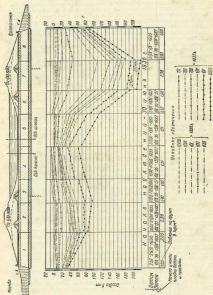
а) в звеньях, расположенных под насыпными дамбами и насыпях, поэтому более тяжелой нагрузкой, осадка в общем больше, чем в звеньях средней части туннеля;

б) в звеньях московской половины туннеля осадка относительно меньше, чем в звеньях волоколамской половины, несмотря на то, что под московской стороной насыпной слой донного грунта (песчано-углистый) более чем в 2 раза толще соответствующего слоя волоколамской стороны. Это, по-видимому, следует объяснить тем, что



Волжско-амурская равнина котлована расположена в пределах поймы р. Химки.

Абсолютная осадка на 25 октября 1937 г. зема № 7 (под волоко-



Фиг. 172. График осадки грунта.

дской стороной) составляет 256—274 мм, а зема № 2 (под московской стороной) — 109—149 мм.

Осадка каждого зема в поперечном направлении тоже неравномерна, причем со стороны шлюза осадки больше.

Таблица 28

| Номера лентных туннелей | № точки | Осадки в мм                         |                                       |  |                                      |
|-------------------------|---------|-------------------------------------|---------------------------------------|--|--------------------------------------|
|                         |         | с 17 апреля<br>по 20 мая<br>1951 г. | с 20 мая<br>по 20 сентября<br>1951 г. | с октября<br>по 20 сентября<br>1951 г. | с октября<br>по 17 апреля<br>1952 г. |
| 1                       | 2       | 3                                   | 4                                     | 5                                      | 6                                    |
| Ленто № 1               | 33      | 2                                   | 1                                     | 51                                     | 52                                   |
|                         | 31      | 2                                   | 2                                     | 55                                     | 57                                   |
|                         | 30      | 13                                  | 10                                    | 107                                    | 112                                  |
|                         | 28      | 25                                  | 12                                    | 111                                    | 115                                  |
| Ленто № 2               | 28      | 15                                  | 10                                    | 109                                    | 114                                  |
|                         | 27      | 13                                  | 14                                    | 124                                    | 129                                  |
|                         | 26      | 20                                  | 19                                    | 115                                    | 120                                  |
|                         | 25      | 33                                  | 24                                    | 129                                    | 135                                  |
| Ленто № 3               | 24      | 20                                  | 20                                    | 127                                    | 129                                  |
|                         | 23      | 21                                  | 27                                    | 150                                    | 157                                  |
|                         | 22      | 33                                  | 25                                    | 125                                    | 122                                  |
|                         | 21      | 38                                  | 31                                    | 128                                    | 141                                  |
| Ленто № 4               | 20      | 31                                  | 25                                    | 118                                    | 118                                  |
|                         | 19      | 38                                  | 30                                    | 141                                    | 143                                  |
|                         | 18      | 28                                  | 28                                    | 98                                     | 100                                  |
|                         | 17      | 38                                  | 31                                    | 135                                    | 134                                  |
| Ленто № 5               | 16      | 35                                  | 29                                    | 118                                    | 120                                  |
|                         | 15      | 27                                  | 33                                    | 122                                    | 125                                  |
|                         | 14      | 41                                  | 37                                    | 179                                    | 184                                  |
|                         | 13      | 43                                  | 39                                    | 195                                    | 171                                  |
| Ленто № 6               | 12      | 40                                  | 38                                    | 171                                    | 176                                  |
|                         | 11      | 42                                  | 39                                    | 160                                    | 165                                  |
|                         | 10      | 40                                  | 42                                    | 212                                    | 204                                  |
|                         | 9       | 44                                  | 44                                    | 229                                    | 231                                  |
| Ленто № 7               | 8       | 48                                  | 42                                    | 275                                    | 290                                  |
|                         | 7       | 44                                  | 42                                    | 272                                    | 288                                  |
|                         | 6       | 34                                  | 33                                    | 221                                    | 201                                  |
|                         | 5       | 28                                  | 22                                    | 224                                    | 212                                  |
| Ленто № 8               | 4       | 32                                  | 32                                    | 265                                    | 292                                  |
|                         | 3       | 38                                  | 30                                    | 230                                    | 248                                  |
|                         | 2       | 12                                  | 19                                    | 128                                    | 147                                  |
|                         | 1       | 14                                  | 14                                    | 115                                    | 123                                  |

Примечание. Нумерация ленты дана в направлении от московской к волоколамской стороне.

Максимальное относительное смещение двух лентных наблюдений между звеньями № 6 и 7 и составляло от 14 до 23 мм, что близко к величине (около 20 мм), которая была запроэкспонирована при монтажных конструкциях и типа гидромолнии.

Вследствие деформации основания происходили также раскрытие и сжатие швов. Максимальное раскрытие шва достигало 16,5 мм, что однако не привело к какому-либо повреждению.

Решение о замене слабых ступней в основании туннеля качественными песками себя оправдало, так как полученные осадки сооружения не превышают допустимых пределов.

## V. ЗНАЧЕНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА КАНАЛА МОСКВА—ВОЛГА В ПРОЕКТИРОВАНИИ И СООРУЖЕНИИ БОЛЬШИХ МОСТОВ

Строительством канала была выполнена большая работа по сооружению мостов. Особое значение этой работы заключается в постройке крупнейших железобетонных мостов.

Применение железобетона в пролетных строениях мостов открывает широкие возможности и в экономическом и в техническом отношении. Поскольку потребность страны в металле растет чрезвычайно быстро, естественно могут возникнуть затруднения в том, чтобы полностью удовлетворить большой спрос в металле со стороны мостостроения, если таковое ориентируется в основном на применение металлических конструкций. Развитие применения железобетона в строительстве мостов приведет к существенной экономии профилированного металла и к некоторой разгрузке металлургического завода. Кроме этого более широкое применение железобетона в мостостроении диктуется также специфическими качествами железобетона как строительного материала, в частности его долговечностью, эксплуатационными преимуществами и быстрой укладкой в дело, сокращающей сроки строительства.

Поэтому интересы страны настоятельно требуют всемерного широкого внедрения в основные железобетона при строительстве мостов и в частности крупнопролетных. Однако хотя за границей в строительстве железобетонных мостов за последние тридцать лет добились значительных успехов и построили целый ряд крупнейших мостов (в том числе во Франции Эйфоровский мост с тремя пролетами по 190 м каждый, в Швеции Стокгольмский мост с пролетом 196 м и в Испании мост у Валь с пролетом 200 м), у нас, до постройки мостов через канал, достигнуты в этой области были крайне слабыми<sup>1</sup>. Такое положение объясняется главным образом тем возражением против широкого использования железобетона для железнодорожных мостов, которые были выдвинуты со стороны довольно большой группы инженеров.

Эти возражения, продиктованные рутинной и страшилкой к перестраховкам, пришлось преодолеть также Строительству канала при проектировании и сооружении описанных выше больших железобетонных железнодорожных мостов.

Наиболее крупные железобетонные мосты из числа построенных на канале по времени постройки располагаются в следующем порядке:

1. Химкинский мост (фиг. 173) — бесшарнирный арочный, пролетом 116 м, под четыре железнодорожных пути (нагрузка  $M_1$ ); время постройки: 20 ноября 1934 г. — 4 ноября 1935 г.

<sup>1</sup> Изначально выдвинут Володарский мост через р. Нору в Ленинграде; проектирование его началось в 1932 г., а строительство окончено в 1936 г. Этот мост запроектирован и построен членом-корреспондентом Академии наук проф. Г. П. Петрицким.

2. Мост через канал № 8 (фиг. 174) — трехарочный арочный, пролетом 120 м, под два железнодорожных пути (нагрузка  $H_3$ ); время постройки: апрель 1935 г. — август 1936 г.

3. Химкинский мост (фиг. 173) — габсба арка с балкой жесткости, пролетом 109,8 м, городской мост (нагрузка: два трамвайных пути плюс четыре ряда автомашин); время постройки: ноябрь 1936 г. — июль 1937 г.

До сооружения канала Москва—Волга самыми большими в СССР по пролетам железобетонными сооружениями под железнодорожную нагрузку являлись:

1. Подходные аркады к мостам через Днепр у Днепропетровска, через Волгу у г. Горького и через Оку у Казань; все эти аркады характеризуются примерно одинаковыми пролетами (пролет 52,0 м и стрела 13,0 м).

2. Выстроенный в одно время с перечисленными аркадами (1933 г.) двухпролетный мост на Шереметевской линии Октябрьской ж. д. (пролеты в свету по 47,20 м, стрела 6,83 м).

Таким образом первый по времени постройки железобетонный мост через канал (Химкинский) превзошел по пролету построенные до



Фиг. 173. Химкинский мост (арка).



Фиг. 174. Мост через канал № 8.

этого у нас железнодорожные мосты более чем в два раза. Это обстоятельство, равно как и оригинальность предложенной схемы и конструкции Химкинского моста (применение впервые у нас пустотных арок, вынос крайних железнодорожных путей на консоли, неглубокое заложение опор бесшарнирной арки большого пролета на жестком грунте), должны были привлечь к себе пристальное внимание.

Проекты строящихся на канале железнодорожных мостов должны были получить утверждение в НКПС. В связи с отмеченными выше возражениями процесс рассмотрения этих проектов был чрезвычайно медленным и трудным. Только вследствие решительной настойчивости

Строительству канала проект Хамкинского моста получил в конце концов соответствующую техзаказную санкцию.

Особенно сильные возражения встречало устройство основной опор Хамкинского моста.

При рассмотрении проекта в соответствующих отапливаемых помещениях категорически отрицалась возможность сооружения большого бесшарнирного моста на свайном основании, заложившем в слабых несвязных грунтах, и было предложено отказаться от этой системы моста и построить балочный мост с металлическими пролетными стрелками. Такое предложение весьма настойчиво и авторитетно поддерживалось различными ведомствами даже в то время, когда постройка



Фиг. 125. Хамкинский мост (фасад).

моста велась полным ходом, для арочного же решения выдвигались обязательные требования перехода на трехшарнирную систему.

Все эти категорические суждения о недопустимости сооружения бесшарнирного арочного моста на грунтах обычного у нас типа не были подтверждены подлинной инженерной оценкой фактического материала, а основывались лишь на предвзятых и жестких представлениях<sup>1</sup>.

Наилучшим показателем, что когда Строительству канала решили возвести на аналогичном грунте полый арочный мост через шлюз № 8, применив на этот раз трехшарнирную систему, то почти тот же круг лиц, требовавших перехода на трехшарнирную систему при сооружении Хамкинского моста, выдвинул положения о малой пригодности трехшарнирной арки для железнодорожной нагрузки вследствие неизбежности деформационного перелома пути над средним шарниром.

Отныне проектирование и постройка названных мостов на канале, все произведенные расчеты, данные наблюдений при переводе мостов в рабочее состояние после испытания их нагрузкой, наконец последующий эксплуатационный опыт мостов — все это свидетельствует о правильности выбора систем этих мостов.

Возможность сооружения больших железобетонных мостов обуславливалась допуском значительных напряжений в бетоне. Расчетные

<sup>1</sup> Решительную помощь в борьбе с рутинными оценками строителям мостов на шлюзе професора Г. П. Пердари, В. А. Гаста, Н. Я. Белки.

сжимающие напряжения для бетона в арках при действии основных сил достигали следующих величин (в скобках даны напряжения от совместного действия основных и дополнительных сил):

во Химкинском мосту . . . . . 194,5 (134,5) кг/см<sup>2</sup>  
в мосту через канал № 8 . . . . . 86,5 (108,2) . . . . .

Для арок обоих железнодорожных мостов в проекте предусматривался бетон марки  $R_{bt} = 250$  кг/см<sup>2</sup>, что давало по отношению к более высоким напряжениям Химкинского моста запас, примерно равный 2,5 (2,0). По мнению некоторых работников НКПС этот запас был мал и по их требованию марки бетона были повышены для моста через канал № 8 до  $R_{bt} = 300$  кг/см<sup>2</sup> и для Химкинского моста до  $R_{bt} = 350$  кг/см<sup>2</sup>, что давало запас приблизительно 3,5 (2,7). Получение таких высоких марок при консистенции бетона ( $S' = 18$  см), соответствующей характеру конструкции, требовало расхода высококачественного цемента в размере свыше 400 кг/м<sup>3</sup>.

Между тем в блоках большого объема или при бетонировании пустотных конструкций с перерывами (например при бетонировании коробчатых арок кольцами, при поэтапных перерывах в укладке бетона коробчатых надстроек опор и т. п.) большой расход цемента влечет за собой значительное развитие термических и усадочных напряжений. В некоторых случаях (например в больших блоках) эти напряжения могут достигать столь значительных величин, что даже установка весьма мощного вооружения (например расположенные у поверхности блока большого количества перекрестных стержней крупного диаметра) является недостаточной для того, чтобы полностью предупредить появление трещин.

Вместе с тем простое повышение марки бетона, без одновременного применения специальных видов арматуры, мало увеличивает реальный запас прочности.

Именно по этим соображениям в проекте Хорошевского моста, для арок которого допущены весьма высокие сжимающие напряжения — 222 кг/см<sup>2</sup>, было рекомендовано косвенное вооружение арок сетчатой арматурой, но марка бетона оставлена та же, что и для арок Химкинского моста, где допускаемые напряжения были даже меньше.

Косвенное армирование сжатых элементов практически не имеет, например в опорных частях железобетонных мостов и колоннах, но в основных элементах мостовых надстроек до сих пор применяется широкого практического применения. В частности в мостостроении для элементов, испытывающих большое сжатие, применялось армирование спиралями или металлическими трубами, заполненными бетоном. Эти методы сложны и трудоемки для производства работ. Опыт армирования арок перекрестными сетками свидетельствует о полной надежности этой арматуры, чрезвычайной простоте ее монтажа, а также о создаваемых ее применением удобств бетонирования.

Таким образом вопрос о требованиях, предъявляемых к маркам бетона, в особенности же к бетону железнодорожных мостов, должен быть пересмотрен и поставлен в связь с применяемыми способами армирования.

Не менее важным является вопрос о допускаемых напряжениях на растяжение бетона. От решения этого вопроса зависит возможность широкого внедрения железобетонных балочных пролетных строений, а также в таких конструкциях, как арки и затворами.

Продетные строения в виде арок с затворами могут в соответствующих случаях применяться как типовые решения для автодорожных и железнодорожных мостов даже при пролетах порядка 150 м.

\* Напряжения в арках определены по бетонному состоянию, без учета арматуры.

В таб. 30 приведены случаи из практики загражденного мостостроения, в которых было допущено высокое напряжение на растяжение:

Таблица 30

| Наименование моста и его мостового строения  | Сетка               | Растянутые элементы | Прочность бетона    |  |
|--|---------------------|---------------------|---------------------|--|
|  |                     |                     | Процент армирования | Напряжение бетона на растяжение в кг/см <sup>2</sup> |
| Железобетонный мост через канал Ура в Париже | Раскосный           | Нижний пояс         | 14,2                | 20   |
| Мост через р. Нана у г. Востор-Нана          | Канальный-раскосный | Верхний пояс поясов | 7,7                 | 52   |
| Мост на улице Ляфайета в Париже              | Рамный              | Раскосы             | 17,2                | 78   |
| Железобетонный мост Бу-Руха в Алжире         | Раскосная балка     | Нижний пояс         | 15,0                | 66   |
| Земляной мост у Плузетана                    | Арочный             | Подвески            | 5,4                 | 42   |
| Мост Рон-Гойон через р. Сону                 | "                   | "                   | 8,6                 | 59   |

Данные табл. 30 характеризуют передовую технику железобетонного мостостроения последних лет. Между тем существующие нормы НКПС для железобетонных мостов ограничивают допустимое напряжение на растяжение бетона железной всего 20 кг/см<sup>2</sup>. Это ограничение не нужно и вредно. Не нужно оно потому, что правильно сконструированные железобетонные элементы могут без ущерба выдержать значительно большие напряжения. Вредным же оно является по той причине, что при проектировании более сложных и растянутых новых конструкций создает чрезвычайные трудности.

Приемы правильного конструирования сильно растянутых элементов и способы простейшего ввода этих элементов в работу были найдены в практике мостостроения не сразу. В частности можно отметить случаи, когда арматура сильно растянутых элементов до бетонирования подвергалась предварительному растяжению с тем, чтобы конечные напряжения бетона на растяжение были меньше. Этот прием при арматуре из обычной стали (Ст. 3) не может дать желаемого результата, так как предварительное сжатие бетона получается в этом случае меньше, чем его усадочное укорочение. Поэтому бетонирование пролетного строения Хорошевского моста, в котором растягивающие напряжения достигают 81 кг/см<sup>2</sup>, проводилось без применения каких-либо приемов, вызывающих предварительное натяжение арматуры<sup>1</sup>.

Правильное конструирование растянутых элементов заключается не в увеличении их бетонных сечений с целью уменьшения расчетных напряжений растяжения по сечению бетона, а в достаточном вооружении этих элементов рационально распределенной по сечению арматурой.

Армирование затежек Хорошевского моста составляет 11%; кроме того в них применены специальные косые перекрестные хомуты. Дополнительно обеспечивающая связь бетона с арматурой при растяжении. Опыт сооружения Хорошевского моста наглядно подтвердил, что

<sup>1</sup> Значение 81 кг/см<sup>2</sup> достигнуто при учете момента наибольшего момента (проектное значение бетона железной 85 кг/см<sup>2</sup> получено при учете фактического наибольшего момента).

железобетонные элементы могут надежно выполнять несущую работу как на основе растяжения, так и на совместное действие растяжения и изгиба.

Возможность сооружения железобетонных мостов больших пролетов в значительной степени зависит от того, как удастся решить задачу максимального облегчения веса конструкций пролетных строений в опор.

Одним из способов решения этой задачи в построенных через канал мостах является применение только двух основных, несущих элементов в пролетном строении. Пролетное строение моста через шлюз № 8 (зада поверхку, два железнодорожных пути) имеет по одному несущему ребру на каждый железнодорожный путь. Пролетное строение



Фиг. 170. Хорониский мост (вид со стороны подкрана).

Хининского моста (зада посредине, четыре железнодорожных пути) имеет по одной арке на каждые два железнодорожных пути. Пролетное строение Хорониского моста (зада поперку, городской мост шириной между парадами 39,50 м) поддерживается всего двумя главными фермами в виде арок с затяжками (Фиг. 176). Такая концентрация усилий и материала дает возможность значительно уменьшить вес пролетных строений. Что касается опор, то здесь требование уменьшения количества кладки должно быть связано с необходимостью обеспечения надежной устойчивости опоры.

Примерами рационального конструирования опор распорных мостов могут служить мост через шлюз № 8 и Каменицкий мост. Опоры этих мостов выполнены в виде распорчатых массивов, воспринимающих непосредственно давление арок; массивы имеют легкие коробчатые железобетонные надстройки, воспринимающие полностью встречное распору арок давление земли. Несмотря на значительность пролетов, опоры характеризуются сравнительно небольшим объемом кладки и весьма умеренным давлением на грунт.

Применение бетона высокого сопротивления также существенно уменьшает вес конструкции.

При сооружении мостов через канал были практически освоены высокие марки легкого бетона, до того почти не применявшиеся у нас. Опыт этого освоения свидетельствует в частности о том, что со стороны цементай промышленности не встречается затруднений к поставке в достаточном количестве высокоактивных цементах, необходимых для возведения крупных железобетонных мостов.



Правительственными комиссиями по приемке канала Москва—Волга в своем заключении по железнодорожным сооружениям особо отметили высокое качество работ и инициативу Строительства канала в деле постройки выдающихся железобетонных арочных мостов новейшего типа, к числу которых относятся мост через шлюз № 8 и Химкинский мост.

В заключении по магистральным шоссевыми дорогам правительственной комиссией отмечена инициатива в деле сооружения большого количества железобетонных мостов, в частности признана заслуживающей особого внимания постройка арочного моста большого пролета через Хорошевское спрямление Москва-реки, с отличным выполнением работ по пролетному строению.

Широко развернутое и успешное строительство больших железобетонных мостов через канал параллельно с сооружением Володарского моста через Неру создало реальную основу для дальнейшего развития инициативы в этом деле.

В табл. 31 приведены крупные мосты, построенные в течение последних четырех лет.

Таблица 31

| М о с т   | Конец постройки | Пролеты в м              |
|---|-----------------|--------------------------|
| Химкинский мост — четыре железнодорожных пути   | Ноябрь 1935 г.  | 118                      |
| Мост через шлюз № 8 — два железнодорожных пути  | Август 1936 г.  | 120                      |
| Мост на Володарском через Неру в Ленинград — городской мост   | Ноябрь 1938 г.  | 9 × 101                  |
| Хорошевский мост через спрямление Москва-реки — городской мост  | Май 1937 г.     | 23,75 + 109,00 + + 23,75 |
| Москворецкий мост через Москва-реку — городской мост  | Ноябрь 1937 г.  | 92                       |
| Воскресенский мост через Москва-реку — два железнодорожных пути с стальными пролетами шоссейных путей | Ноябрь 1938 г.  | 52,00 + 139,00 + + 52,00 |

В настоящий момент строительство железобетонных мостов получило у нас широкое применение и не уступает лучшим образцам мирового мостостроения, а в некоторых отношениях даже превосходит их. Опыт проектирования и сооружения мостов на канале Москва — Волга широко используется. Перспективы дальнейшего усиленного строительства железобетонных мостов в СССР весьма велики.

В частности заслуживают быть отмеченными железобетонные мосты, сооружаемые в настоящее время Волгострем НКВД в связи с реконструкцией Верхней Волги. На этих мостах наиболее интересными являются городской мост в Рыбинске с пролетами 101 + 111 + 121 + + 225 м, перекрытыми расходяще-арочной системой, и железнодорожный мост через Волгу с четырьмя пролетами по 137 м, перекрытыми пролетными строениями в виде арок с затяжками.





